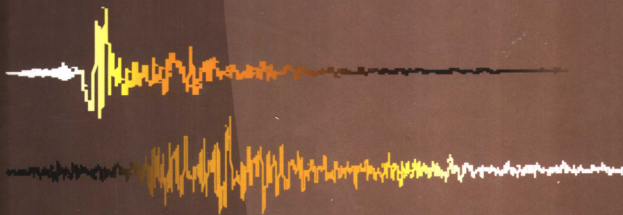


岩土地震工程学

陈国兴 著



科学出版社

www.sciencep.com

(TU-0554.0101)

科学出版社
电话: 010-64019417
E-mail: gcjs@mail.sciencep.com

ISBN 978-7-03-019338-4



9 787030 193384 >

定价: 90.00 元

岩土地震工程学

陈国兴 著

科学出版社

北 京

内 容 简 介

本书是一部融合地震工程学、岩土工程学与系统构建岩土地震工程学的交叉学科体系的学术专著,集作者二十年在岩土地震工程的理论、试验与工程实践领域的研究成果及岩土地震工程领域的基本理论、方法于一体,系统地总结和介绍了作者在该交叉学科领域的科研成果,比较完整地论述了该领域国内外的研究现状。

本书共分为13章:地震学基础,地震灾害与地震烈度,地震动特性,土的动力本构关系,土动力特性的室内外试验,水平成层场地地震反应,横向非均匀场地地震反应,土动力特性与震动液化,土体地震永久变形,桩-土-结构动力相互作用,土-结构动力相互作用对TMD减震控制的影响,地铁地下结构地震反应,土坝抗震分析。

本书可作为从事土木工程防震减灾研究、勘察、试验和设计的专业技术人员及城市与工程建设规划的技术人员的参考书,也可作为土建类等相近专业的研究生教材或教学用书,特别是岩土工程、防震减灾工程及防护工程、桥梁与隧道工程、结构工程、道路与铁道工程、地质工程专业的研究生教材或教学用书。

图书在版编目(CIP)数据

岩土地震工程学/陈国兴著. —北京:科学出版社,2007

ISBN 978-7-03-019338-4

I. 岩… II. 陈… III. 岩土工程;地震工程 IV. TU4 P315.9

中国版本图书馆CIP数据核字(2007)第101359号

责任编辑:刘宝莉 张海娜 周 炜 / 责任校对:宋玲玲

责任印制:刘士平 / 封面设计:王 浩

科 学 出 版 社 出 版

北京东黄城根北街16号

邮政编码:100717

<http://www.sciencep.com>

中国科学院印刷厂印刷

科学出版社发行 各地新华书店经销

2007年8月第 一 版 开本:787×1092 1/16

2007年8月第一次印刷 印张:40 3/4 插页2

印数:1—3 000

字数:940 000

定价:90.00 元

(如有印装质量问题,我社负责调换(科印))

序 一

欣闻陈国兴教授的著作《岩土地震工程学》即将由科学出版社出版。有感于岩土地震工程学在地震工程领域中的重要地位和对城市防震减灾工作的重要作用,长期以来我一直期盼该领域能够出版一本我国学者的著作,也因为我对陈国兴教授在这一领域的研究工作有所了解,又有“先睹为快”的机会,感到有必要向读者推荐,便欣然为序。

陈国兴教授于1986年在中国地震局工程力学研究所攻读研究生,师从我的同事——我国著名的岩土地震工程专家和时任所长的谢君斐研究员,受过严格的培育和良好的熏陶。这期间他对学业和研究,孜孜不倦,锲而不舍,非常敬业。二十余年来,陈国兴教授为我国岩土地震工程学科的发展,做了不少有价值的工作,他在研究工作中取得的进展和贡献给我留下了深刻印象。

在地球上没有什么工程或结构物可以脱离场地或地基存在,地震对土木工程的破坏作用首先就是场地和地基,场地和地基一旦被地震损坏,哪里还会有抗震的结构和工程存在?再者,地震对工程的破坏作用也必须通过场地和地基的传递,不了解场地和地基的抗震性能,不清楚它们在地震作用下的表现,何以能正确估计作用在结构上的地震荷载?何以能正确设计安全、经济和合理的抗震结构?因而岩土地震工程问题自20世纪60年代以来一直为国内外学术界和工程界所重视。据我所知,国内迄今还没有一本关于岩土地震工程学的专著,《岩土地震工程学》是陈国兴教授在地震工程领域中长期耕耘的成果,并总结了国内外该领域的研究现状,填补了我国在这一领域中的空白。陈国兴教授潜心研究的课题源于工程实践问题,凭借他对地震工程研究的兴趣和学识,将其提升到学科发展的高度,殊为难得。

陈国兴教授是我国最早用概率法开展砂土地震液化危险性分析的研究者,在砂土地震液化势评价的确定性和概率方法方面进行了深入、系统的研究,早在20世纪90年代初,他就提出了砂土地震液化势综合评价的思想,其成果已在一系列重大工程中得到应用,经近20年的研究、发展和工程应用,先后获得江苏省科技进步奖、军队科技进步奖和中国地震局防震减灾优秀成果奖。近年来,他自行研制仪器,进行了新近沉积土动力特性的研究,此外对地下结构抗震防灾的研究也有所进展,颇有新意,这些较新的研究成果在著作《岩土地震工程学》一书中也有所反映。

陈国兴教授勤奋敬业,严谨的科学精神受到众多业内同行的赞誉,对他的著作面世表示祝贺,并希望他再接再厉,精益求精,在此基础上做出更好和更多的研究成果。

中国地震局工程力学研究所名誉所长

中国工程院院士

2007年5月于哈尔滨

序 二

岩土地震工程学是一门研究与岩土工程有关的地震工程问题的学科,它的主要研究内容包括:在地震动作用下,土体作为一种力学介质或工程材料的变形和强度特性;场地、地基和土工结构物的变形和稳定性;避免或减轻其震害应采取的工程措施等。该学科具有明显的特点:

(1) 它是岩土工程与地震工程交叉而形成的一个新兴学科,以工程地震学和土动力学作为其理论基础,并涉及与岩土工程和地震工程有关的众多学科。

(2) 相对而言,岩土地震工程这门学科形成较晚,从20世纪60年代开始才逐渐形成一个完整的体系。因此,在该学科中吸取了许多新理论和新技术,在学术上起点较高。

(3) 数值分析是岩土地震工程研究的一个重要手段,其分析结果为评估场地、地基、土工结构物的地震性能提供重要的依据。由于地震动作用和土动力性能的复杂性,以及数值分析中还有许多因素不能考虑,因此,数值分析在定量上应被视为是一种估算。对于重大的工程项目研究,数值分析结果是常规分析结果不可缺少的补充和校核。

(4) 对于重大的岩土地震工程问题应采用试验-理论分析-工程实践经验相结合的研究途径。试验和工程实践经验对岩土地震工程研究具有特别的重要性。

鉴于岩土地震工程的重要性,许多高等学校已将其列为岩土工程、防灾减灾工程等专业研究生的一门课程。但是,由于授课教师对该学科的理解及其专长的不同,所讲授的内容差异很大。目前,在国内尚无一本全面系统地讲述岩土地震工程的专著供大家学习参考,该书的出版正当时机。

陈国兴教授正值不惑之年,从事岩土地震工程研究、教学和工程实践工作已二十年有余,对该学科有全面的理解,对其基础理论和专业知识有系统深入的掌握,具有丰富的工程实践经验。他的这部《岩土地震工程学》著作具有如下的特色:

(1) 架构合理、章节设置恰当,能显现出岩土地震工程学科的全貌。

(2) 取材广泛丰富,取舍适当,便于初学者全面系统地掌握岩土地震工程学科的知识。

(3) 内容深浅适度,讲述深入浅出,适于不同层次人员的学习参考。

(4) 对岩土地震工程学科的新理论和新技术做了深入的介绍,便于读者了解岩土地震工程学科的发展现状。

(5) 对试验研究和工程实践经验的总结给予了充分的重视。

该书可作为岩土地震工程课程的教科书,也可作为从事土木工程防震减灾研究、设计人员的专业参考书。相信该书的出版发行,对推动岩土地震工程学科的教学、研究和工程实践工作大有裨益,该书也会成为一本有关专业人员认知乐读的专业书籍。

张克绪

2006年12月于哈尔滨

前 言

岩土地震工程学是一门年轻的地震工程学与岩土工程学的交叉学科,涉及工程地震、土动力学、结构动力学、土力学和岩土工程学等学科的相关知识,主要研究地震动作用下岩土介质中的弹性波、土动力特性与本构关系、场地地震效应、地基抗震技术、土与结构动力相互作用、地下工程抗震、土工构筑物抗震、土动力特性测试技术与应用等问题。

自1986年考入中国地震局工程力学研究所,随后十年我一直师从我国著名岩土地震工程专家谢君斐研究员和张克绪研究员。两位导师将我引入了岩土地震工程领域,刘颖、谢君斐和张克绪合著的《砂土震动液化》以及张克绪和谢君斐合著的《土动力学》两本著作,对我的学术和职业生涯影响甚深。我于1995年博士后工作期满后,离开中国地震局工程力学研究所,到南京工业大学(原南京建筑工程学院)从事教学和科研工作,在南京工业大学常务副校长宰金珉教授的领导和支持下,继续从事岩土地震工程领域的研究工作。本书为岩土地震工程领域的基本理论和方法及作者二十年研究成果的系统集成,内容涵盖地震动特性、土的动力本构关系、土动力特性与震动液化、场地地震反应分析与场地地震效应、土地地震永久变形、桩-土-结构动力相互作用、土-结构动力相互作用对结构减震控制的影响、地铁地下结构抗震、土坝抗震、土动力学试验等方面。本书的研究成果包括我研究生学习期间在谢君斐研究员、张克绪研究员指导下取得的成果,也包括我与所指导的博士研究生王志华、庄海洋、刘雪珠、王炳辉,硕士研究生张菁莉、陈继华、李方明、胡庆兴,以及我的同事朱定华副教授一起完成的成果。此外,本书还比较系统地论述了岩土地震工程领域的国内外研究现状。

在撰写本书的过程中,张克绪研究员给予了我有益的指导;王志华博士协助完成了书稿整理的大量辅助工作,汤浩博士也做了不少书稿整理的辅助工作;宰金珉教授、孙伟民教授、刘伟庆教授审阅了本书,提出了宝贵的修改意见。本书内容的有关研究工作,先后得到国家自然科学基金、国家教育部优秀青年骨干教师资助计划、江苏省自然科学基金、江苏省社会发展基金、江苏省“六大人才高峰”资助计划、江苏省“青蓝工程”人才培养计划等资助;得到了中国地震局工程力学研究所、江苏省地震局和江苏省地震工程研究院的大力支持;得到了南京工业大学科技处、研究生部、土木工程学院的大力支持。现以此专著致谢上述有关部门和个人的支持。

作者虽然长期从事岩土地震工程领域的科研与教学工作,但限于水平和知识面的局限性,书中不免有疏漏之处,敬请读者批评指正。

谨以此书告慰已仙逝的恩师谢君斐研究员。

陈国兴

2006年12月

目 录

序一

序二

前言

第1章 地震学基础	1
1-1 地震发生的地质构造环境	1
1-1-1 地震学的主要研究内容	1
1-1-2 地球内部构造	1
1-1-3 板块运动	3
1-2 地震成因与地震类型	5
1-2-1 地震成因	5
1-2-2 地震类型	6
1-3 震源机制与地震活动性	7
1-3-1 震源机制	7
1-3-2 地震活动性	8
1-4 无限弹性体中地震波的传播	11
1-4-1 波动方程	11
1-4-2 弹性波的传播	13
1-5 地震波的反射和折射	17
1-5-1 地震波在自由地面的反射	17
1-5-2 地震波在介质分界面的反射和折射	22
参考文献	25
第2章 地震灾害与地震烈度	26
2-1 地震灾害	26
2-1-1 地震灾害概况	26
2-1-2 地表变形	27
2-1-3 工程结构的破坏	28
2-1-4 次生灾害	30
2-2 地震震级	31
2-3 地震烈度与地震烈度表	33
2-3-1 地震烈度及其用途	33
2-3-2 地震烈度表	34
2-3-3 关于地震烈度的不同观点	41
2-4 地震烈度的衰减规律	42

2-4-1	震中烈度与震级关系	42
2-4-2	地震烈度的衰减关系	43
2-5	地震烈度的影响因素	46
2-5-1	震源影响	46
2-5-2	场地条件的影响	48
2-5-3	影响地震烈度的其他因素	53
2-6	地基基础的震害机理	54
2-6-1	天然地基浅基础震害机理	54
2-6-2	桩基震害机理	58
	参考文献	64
第3章	地震动特性	66
3-1	强地震动观测	66
3-1-1	强震观测仪器	66
3-1-2	强震观测系统	67
3-2	地震动的随机过程描述	70
3-2-1	随机过程的概率结构	71
3-2-2	随机过程的平稳性和平稳化随机过程	71
3-2-3	随机过程的自相关函数与功率谱密度函数	73
3-2-4	平稳随机过程的互相关函数与互功率谱密度函数	76
3-2-5	演变随机过程	77
3-2-6	平稳随机过程的谱参数	79
3-2-7	平稳随机过程的交差问题	80
3-2-8	平稳随机过程峰值的分布或极大值的概率密度函数	82
3-2-9	地震动的随机过程模型	83
3-3	地震动的工程特性及其影响因素	85
3-3-1	地震动的幅值	85
3-3-2	地震动频谱特性	87
3-3-3	地震动持时	94
3-4	地震烈度与地震动参数的关系	95
3-4-1	地震烈度与地震动参数峰值的关系	95
3-4-2	地震动参数衰减关系	97
3-5	反应谱的数字计算及应用	103
3-5-1	精确法	103
3-5-2	连锁公式法	104
3-5-3	基于抛物线内插的连锁公式法	105
3-5-4	标准反应谱	110
3-5-5	设计反应谱	111
3-6	地震动的人工合成	115

3-6-1 地震动人工合成方法研究现状	115
3-6-2 地震动人工合成的三角级数法	117
3-6-3 地震动人工合成的工程地震学方法	119
3-6-4 地震动转动分量的人工合成	122
参考文献	127
第4章 土的动力本构关系	130
4-1 土的动应力应变关系的基本特性	130
4-2 土的动应力应变关系的力学模型	132
4-3 土的动黏弹塑性模型	137
4-3-1 双曲线模型	137
4-3-2 修正的 Martin-Seed-Davidenkov 模型	140
4-4 土的等效线性动黏弹性模型	140
4-5 土的动弹塑性模型	144
4-5-1 黏塑性记忆型嵌套面本构模型的建立	144
4-5-2 黏塑性记忆型嵌套面本构模型的试验验证	148
4-6 土的动剪切模量和阻尼比的经验估计	150
4-6-1 影响因素及影响程度	150
4-6-2 G_{\max} 的经验估计	151
4-6-3 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 关系的经验曲线	152
4-6-4 新近沉积土的 G_{\max} 、 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 曲线的经验关系	159
参考文献	167
第5章 土动力特性的室内外试验	170
5-1 共(自)振柱试验原理	170
5-1-1 波在土柱中的传播	171
5-1-2 共振柱试验原理	173
5-1-3 自振柱试验原理	177
5-2 动三轴试验原理	178
5-2-1 动三轴试验的基本类型	178
5-2-2 动三轴试验条件的选择	181
5-3 GZZ-1 型共(自)振柱仪的研制与性能试验	182
5-3-1 共(自)振柱仪的工作原理	183
5-3-2 共(自)振柱仪成套设备	184
5-3-3 共(自)振柱仪设计要点	185
5-3-4 共(自)振柱仪的性能试验	187
5-4 DSZ-1 型动三轴仪的研制与性能试验	188
5-4-1 DSZ-1 型动三轴仪的工作原理	189
5-4-2 DSZ-1 型动三轴仪的标定	192

5-4-3 DSZ-1 型动三轴仪的性能试验	194
5-5 WFI 动三轴仪的工作原理与性能试验	196
5-5-1 WFI 动三轴仪的工作原理	196
5-5-2 WFI 动三轴仪的性能试验	199
5-6 场地土层的波速试验	200
5-6-1 反射波法	201
5-6-2 折射波法	202
5-6-3 下孔法	203
5-6-4 悬挂式测井法	205
5-6-5 表面波法	206
5-7 场地地脉动试验	208
5-7-1 地脉动及其工程意义	208
5-7-2 地脉动的测试原理	209
5-7-3 地脉动的数据分析及频谱特征	209
5-7-4 地脉动的工程应用	211
参考文献	212
第 6 章 水平成层场地地震反应	213
6-1 水平均质场地地震反应的时域分析法	213
6-2 水平成层场地地震反应的时域分析法	216
6-3 水平成层场地地震反应的频域分析法	217
6-3-1 线性黏弹性土层的稳态地震反应	217
6-3-2 波谱综合与土层瞬态地震反应	220
6-3-3 土体动力非线性特性的处理	223
6-4 水平成层场地地震反应时域和频域分析结果的比较	224
6-5 深软场地地震效应及其影响因素	229
6-5-1 场地条件与输入地震动特性	230
6-5-2 软弱表层土对深软场地地震效应的影响	232
6-5-3 软弱夹层土对深软场地地震效应的影响	235
6-5-4 互层土对深软场地地震效应的影响	237
6-5-5 场地条件对深软场地地震效应的影响	238
6-5-6 输入地震动特性对深软场地地震效应的影响	239
6-5-7 地震动输入界面的选取对深软场地地震效应的影响	241
6-6 土动力参数的变异性对深软场地地表地震动参数的影响	244
6-6-1 场地条件与基岩输入地震动	244
6-6-2 土的动剪切模量比和阻尼比的变异性对地表地震动参数的影响	246
6-6-3 场地土剪切波速的变异性对地表地震动参数的影响	249
参考文献	251
第 7 章 横向非均匀场地地震反应	253

7-1 场地地震反应的时域分析法	253
7-1-1 场地的自振特性及阻尼矩阵	253
7-1-2 场地地震反应数值计算的典型方法	255
7-1-3 土体动力非线性或弹塑性特性的处理	263
7-2 场地地震反应的频域分析法	264
7-2-1 频域复反应分析方法	264
7-2-2 土体非线性特性的处理	265
7-2-3 土层自由场运动的反演分析	266
7-3 场地地震反应的随机分析法	267
7-4 人工边界条件	270
7-4-1 透射边界	270
7-4-2 黏性边界	273
7-4-3 一致边界	274
7-5 深软场地的弹塑性地震反应分析	277
7-6 场地地震反应分析的分时段等效线性有效应力法	281
7-6-1 振动孔隙水压力模型	281
7-6-2 分时段等效线性有效应力法	283
7-6-3 分时段等效线性有效应力法与常规等效线性总应力法的比较	284
参考文献	293
第8章 土动力特性与震液化	296
8-1 饱和砂性土震液化机理	296
8-2 饱和砂性土的抗液化强度影响因素	298
8-2-1 饱和砂性土震液化的影响因素	298
8-2-2 饱和砂性土的抗液化强度	308
8-3 黏性土的动强度及影响因素	311
8-3-1 饱和黏性土动强度的定义	311
8-3-2 饱和黏性土动强度的影响因素	313
8-4 饱和土体振动孔隙水压力的增长规律	316
8-4-1 饱和砂土振动孔隙水压力的增长规律	316
8-4-2 饱和黏性土振动孔隙水压力的增长规律	323
8-5 南京粉质黏土与粉砂互层土及粉细砂的抗液化性能	324
8-5-1 南京粉质黏土与粉砂互层土及粉细砂振动孔压的发展模式	324
8-5-2 南京粉质黏土与粉砂互层土及粉细砂的抗液化强度	326
8-5-3 黏粒含量对南京粉细砂抗液化性能的影响	327
8-6 饱和砂性土液化势的确定性经验判别方法	330
8-6-1 饱和砂性土液化的初步判别问题	331
8-6-2 砂性土液化的确定性经验判别方法	334
8-6-3 深层砂土的液化判别方法	345

8-7	饱和砂性土液化势的概率分析方法	346
8-7-1	基于场地地震安全性评价结果的场地液化危险性分析方法	347
8-7-2	场地液化危险性的模糊随机概率分析	349
8-7-3	基于地震地质环境条件的场地液化危险性简化分析方法	351
8-7-4	砂性土液化势概率分析的 EERC 法	353
8-8	基于神经网络模型的饱和砂性土液化势判别方法	355
8-8-1	基于 RBF 神经网络模型的砂土液化概率判别方法	355
8-8-2	基于 BP 神经网络模型的饱和砂土液化判别方法	359
8-9	场地液化势的综合判别	365
8-9-1	现场液化调查资料	365
8-9-2	液化判别方法可靠性的度量	365
8-9-3	场地液化势的综合判别	367
	参考文献	368
第 9 章	土体地震永久变形	374
9-1	土体地震永久变形计算的有限滑动体位移法	376
9-1-1	屈服加速度的概念	377
9-1-2	等价地震系数的概念	378
9-1-3	有限滑动位移的计算	379
9-2	土体地震永久变形计算的整体变形分析法	380
9-2-1	土体地震永久变形计算的模量软化模型	380
9-2-2	土体地震永久变形计算的等价结点力模型	389
9-2-3	地基土地震永久变形的数值分析	391
9-3	土体地震永久变形计算的随机反应分析法	396
9-3-1	土单元永久应变势的随机反应分析	396
9-3-2	土体地震永久变形的随机反应分析	399
9-4	地基震陷计算的简化方法	400
9-4-1	基于模量软化的地基分层总和法	401
9-4-2	基于径向基函数的神经网络模型法	406
	参考文献	409
第 10 章	桩-土-结构动力相互作用	411
10-1	桩-土-结构动力相互作用分析模型和方法分类	412
10-2	桩-土-结构动力相互作用分析的集中质量模型和弹簧系数法	413
10-2-1	土与单桩的动力分析	414
10-2-2	土与群桩的动力分析	418
10-2-3	等价土体系的动力参数	419
10-2-4	桩-土体系的阻尼	421
10-3	桩-土-结构动力相互作用分析的 Winkler 模型和 p - y 曲线法	422
10-3-1	桩-土-结构动力相互作用分析的 Winkler 模型	422

10-3-2	动力 $p-y$ 曲线的确定	423
10-3-3	根据 $p-y$ 曲线确定桩周土动力阻抗	425
10-4	桩-土-结构动力相互作用的整体分析混合有限元法	426
10-4-1	整体分析混合有限元法的概念和特点	426
10-4-2	桩-土-结构动力相互作用体系的简化	427
10-4-3	桩-土-结构动力相互作用整体分析混合有限元法的几个重要问题	427
10-5	桩-土-结构动力相互作用分析的子结构法	430
10-5-1	子结构柔性体积法	431
10-5-2	子结构缩减法	433
10-5-3	地基阻抗矩阵分析	435
10-5-4	桩-土组合单元	438
10-6	桩-土接触面	438
10-6-1	Goodman 无厚度单元	440
10-6-2	主从接触面模型	443
10-7	桩-土-结构动力相互作用对结构基底输入地震动的影响	446
10-7-1	桩基设置对场地地震效应的影响	446
10-7-2	桩-土-结构动力相互作用对高层建筑结构输入地震动的影响	449
10-8	深软场地上桩箱基础高层建筑的地震反应分析	454
10-8-1	深软场地上桩基-单层地下室-高层建筑地震反应分析	455
10-8-2	深软场地上桩基-多层地下室-单塔和双塔高层建筑地震反应分析	460
10-9	深软场地上特大型桥梁群桩基础地震反应分析	467
10-9-1	输入地震动与场地条件	469
10-9-2	深软场地上特大型群桩基础的二维地震反应分析	471
10-9-3	深软场地上特大型群桩基础的三维地震反应分析	474
10-9-4	深软场地上特大型群桩基础的桩-土-结构动力相互作用效应对比分析	480
	参考文献	483
第 11 章	土-结构动力相互作用对 TMD 减震控制的影响	488
11-1	TMD 减震控制的机理	489
11-1-1	刚性地基条件下 TMD 减震控制的机理	489
11-1-2	柔性地基条件下 TMD 减震控制的机理	490
11-2	考虑土-结构动力相互作用的 TMD 减震特性	491
11-2-1	考虑 SSI 效应的 TMD 减震控制特性时域分析	491
11-2-2	考虑 SSI 效应的 TMD 减震控制特性随机分析	497
11-3	土-结构动力相互作用振动台试验的模型设计	502
11-3-1	土-结构动力相互作用振动台试验的模型相似关系	502
11-3-2	土-结构动力相互作用振动台试验的土箱设计和制作	508
11-4	SSI 效应对 TMD 减震控制性能影响的大型振动台模型试验	510
11-4-1	大型振动台模型试验设计	510

11-4-2	模型箱边界效应的试验验证	516
11-4-3	土-结构动力相互作用对结构基底地震动的影响	518
11-4-4	SSI效应对上部结构地震反应的影响	520
11-4-5	SSI效应对TMD控制性能的影响	525
11-4-6	SSI效应与TMD减震效应对主体结构地震反应影响的比较	529
11-5	大型振动台模型试验的数值模拟及对比研究	534
11-5-1	SSI效应对上部结构地震反应影响的对比研究	537
11-5-2	SSI效应对TMD控制性能影响的对比研究	542
	参考文献	547
第12章	地铁地下结构地震反应	550
12-1	地铁地下结构地震反应的计算方法	551
12-1-1	地铁地下结构地震反应数值分析现状	551
12-1-2	土-地铁地下结构动力相互作用的非线性分析方法	553
12-2	地铁车站震害成灾机理	554
12-2-1	大开地铁车站震害概况	554
12-2-2	大开地铁车站震害机理数值分析	556
12-3	地铁区间隧道的地震反应分析	563
12-3-1	地铁区间隧道的地震反应分析模型	563
12-3-2	地铁区间隧道相对水平位移和加速度反应	566
12-3-3	地铁区间隧道的地震内力反应	568
12-4	地铁车站结构的地震反应分析	570
12-4-1	地铁车站结构的地震反应分析模型	571
12-4-2	地铁车站结构的相对水平位移和加速度反应	572
12-4-3	地铁车站结构的地震内力反应	575
12-5	地铁地下结构对周围场地设计地震动的影响	578
12-5-1	地铁区间隧道对周围场地加速度反应的影响	578
12-5-2	地铁车站结构对周围场地加速度反应的影响	580
12-6	地铁地下结构大型振动台模型试验设计	580
12-6-1	模型相似关系设计	581
12-6-2	模型箱、模型土和模型结构的设计及其制备	582
12-6-3	输入地震动和试验加载方法	586
12-6-4	试验装置及其传感器的布置	587
12-7	地铁地下结构大型振动台模型试验	591
12-7-1	地铁区间隧道大型振动台模型试验	591
12-7-2	地铁车站结构大型振动台模型试验	599
	参考文献	603
第13章	土坝抗震分析	606
13-1	均质土坝地震反应分析的剪切梁法	607

13-1-1 均质土坝的动力微分方程及其求解	607
13-1-2 土坝地震反应最大值的简化计算	609
13-2 非均质土坝地震反应分析的剪切梁法	613
13-2-1 非均质土坝的动力微分方程及其求解	613
13-2-2 非均质土坝的地震反应分析	616
13-2-3 非均质土坝随机地震反应分析的确定性方法	619
13-3 土坝地震稳定性评价的简化分析法	621
13-3-1 土坝地震稳定性评价的拟静力法	621
13-3-2 土坝地震稳定性评价的 Makdisi-Seed 法	624
13-4 土坝地震稳定性评价的动力分析法	625
13-4-1 土坝地震稳定性评价的一维简化动力分析法	626
13-4-2 土坝地震稳定性评价的二维动力分析法	630
参考文献	633

第 1 章 地震学基础

1-1 地震发生的地质构造环境

1-1-1 地震学的主要研究内容

地震学是研究地震孕育、发生、发展，地震波的传播规律、接收方法和装置，以及地球内部构造及特征的一门学科，是地球物理的一门分支学科。

地震学的主要研究内容包括：

(1) 强地面运动地震学：它是研究中强地震引起的近场地面运动的一门分支学科，将震源、地震波的传播介质、场地作为一个系统来研究，其一方面可为工程抗震设防提供依据，另一方面又可为研究震源特征提供基础。

(2) 地震波传播理论和地球内部物理学：研究地震波在地球介质中的传播规律以及地球内部的构造及力学参数特征。

(3) 测震学：地震仪的原理及仪器的研制、台网布局、观测记录的分析、解释是测震学的主要研究内容。

据史料记载，我国历史上最早一条关于地震的记载在公元前 2222 年（帝舜三十五年），发生在今山西永济蒲州^[1]。据《墨子》云“龙生庙，犬哭于市”。因此，地震活动至少已有四千二百多年的历史。实际上地震活动是地球形成以后持续发生的自然现象。

地震是发生在地下的自然现象，要了解地震活动的起因，应先了解地球的内部结构。

1-1-2 地球内部构造

地球是一个巨大的近似于绕其短轴旋转的实心椭圆球体，其赤道半径为 6378 km，极半径为 6357 km。尽管目前钻探技术有了很大的发展，可面对这样庞大的球体，采用直接观察和测量的方法是困难的。目前世界上所钻的最深的井不超过 13 km。因此，对于地球内部构造的认识，大部分只能通过地球物理手段得到，其中最主要、最有效的方法是利用地震波法。其原理是地震波在地球内部的传播速度与其经过的介质有关，一般来说，介质越硬其波速越快。

据实测，地球内部有两个波速变化明显的不连续面，一个是在地下平均 33 km 处，地震波通过此界面后，横波（S 波）和纵波（P 波）的波速都突然增加，1909 年前南斯拉夫地球物理学家莫霍洛维奇根据近震地震波走时确认地壳下界面的存在，后人称这个分界面为“莫霍面”；另一个是在地下 2900 km 处，地震波通过该界面后，P 波波速突然减小，S 波消失，这个界面是 1914 年由美国地质学家古腾堡发现的，后人称这个分

界面为“古腾堡面”。根据这两个不连续面把地球内部分为三个圈层：地壳、地幔、地核，见图 1-1。

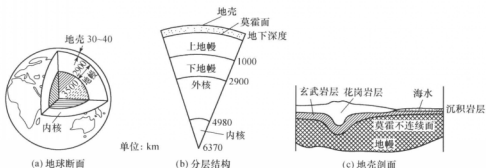


图 1-1 地球内部的分层构造

(1) 地壳。地壳是固体地球的最外一圈，其范围从地表到莫霍面，厚度不均，大陆地壳厚度约为 30~70 km，大洋地壳厚度约为 5~8 km。除地表覆盖一层薄薄的沉积岩、风化土和海水外，上部主要由花岗岩类的岩石组成，由于富含硅和铝，称为硅铝层；硅铝层的厚度并不到处一样，在大洋深处有的地方甚至没有硅铝层，下部主要由玄武岩或辉长岩类的岩石组成，由于富含硅和镁，称为硅镁层。除大洋底部有硅镁层直接露出外，其余都埋在硅铝层之下。

(2) 地幔。地幔位于莫霍面和古腾堡面之间，厚度约为 2900 km，地幔体积占地球总体积的 83%，质量占整个地球的 66%。以 1000 km 深度为界，地幔可分为上、下地幔。在地幔的外层 40~70 km 内是一岩石层，岩石层以下是一几百千米厚的软流层（地幔上部的 S 波和 P 波波速都很小，说明可能有一软流层，如图 1-2 所示），岩石层与软流层合称为上地幔，主要由比重、质地坚硬的黑色橄榄岩组成；上地幔以下为下地幔，下地幔成分比较均一，与上地幔相似，但随深度增加，铁的含量增加，从而使密度增加。

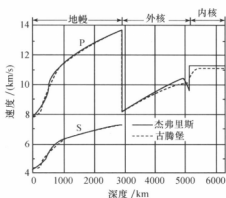


图 1-2 地球内部 P 波和 S 波的速度分布

(3) 地核。从古腾堡面以下至地心部分，为地核，厚 3473 km。地核可分为“外地核”和“内地核”两层。处在地表以下 2900~4980 km 的部分叫外地核，是液体状态（S 波和 P 波波速都发生突变，S 波消失，P 波也突然减小，由于 S 波不能在液态物质中传播，据此可推测外核为液态，如图 1-2 所示）。4980~5120 km 深处，是一个过渡带，从 5120 km 直到地心则为内地核，是固体状态，主要由铁、镍组成。由于地核离地面太深，至今对它的了解仍很少。

地球岩层的比重随深度显著增加，地壳

岩层密度最小, 约为 $2.7 \sim 3.0 \text{ g/cm}^3$; 地幔上层为 3.3 g/cm^3 , 内层为 5.7 g/cm^3 ; 外核为 9.7 g/cm^3 , 内核为 12.3 g/cm^3 。地球内部的温度与压力也都随着深度的增加而提高, 地幔上部的温度可达 1000°C 左右, 压力达到 9000 个大气压, 而地核内部的温度则可达 4000°C , 压力达到 300 万个大气压。

1-1-3 板块运动

19 世纪, 大陆固定论居统治地位。19 世纪后半叶, 人们开始发现被大洋隔开的不同大陆上的生物种群、古生物化石, 乃至地质地层构造有着十分相似的亲缘关系, 例如, 若将南美洲与非洲拼合在一起, 则若干亿年来不同年龄的岩层都能吻合; 欧洲、北美洲和亚洲, 都可以在一亿年的岩层中找到同一种动物始祖的化石, 在原始大陆分离之后, 动物的种类就随着各自的自然环境改变了。这是大陆固定学说难以解释的。1910 年德国气象学家魏格曼在阅读世界地图时发现大西洋东西两岸的地形之间具有交错的关系, 特别是南美的东海岸和非洲的西海岸之间, 相互对应, 简直就可以拼合在一起, 像一块完整的大陆, 如图 1-3 所示。1912 年, 他发表了《大陆的生成》一文, 提出了“大陆漂移学说”: 在 2 亿 5 千万年前, 地球上原来只有一块完整的大陆“泛大陆”, 被一片汪洋“泛大洋”



图 1-3 大陆拼合图

所包围。后来, 由于天体的引力和地球的自转离心力所致, 泛大陆出现裂缝, 开始分裂和漂移。1915 年, 他又出版了《海陆的起源》一书, 给出了大陆漂移的证据, 但未能解释大陆漂移的动力学问题。1928 年, 英国地质学家霍姆斯提出“地幔对流学说”。但由于当时科学水平的限制, 特别是大陆漂移的物理机理没有得到解决, 轰动一时的假设很快没了声息。

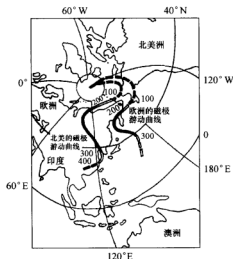


图 1-4 磁极游动曲线

直到 20 世纪 50 年代, 岩石古地磁的研究使这一学说得到了更为科学的论据, 从而为更多的人所接受。岩石磁化方向不随地球磁场变化的影响, 火山喷发的熔岩研究证明了这一点。地球的北磁极现在位于加拿大北部, 离地球的地理北极(旋转极)相当远, 从古地磁的研究得知地球北磁极曾经缓慢而连续地变化过, 但与旋转极的平均相对位置不变, 其轨迹为磁极游动曲线。图 1-4 给出欧美两洲的这种曲线, 其中

实线为实测的，虚线为推测的，图中数字表示距今年代，以百万年为单位。由于要接受同一时期地球上存在两个磁极和两个旋转极的假设极其困难，假定把两个大陆拼合在一起，这两个轨迹就完全重合，南美洲与非洲也有这一现象。

20 世纪 50~60 年代，海洋地质研究，尤其是海洋钻探的开展，取得了重大成果，其中之一就是发现了海岭和海沟，证实了地幔对流和海底扩张的存在，并依靠无线电测距方法测定了海底扩张和大陆漂移的速率。1967 年，法国人勒皮雄、美国人摩根和英国人麦肯齐等建立了“地球板块构造模型”。他们将地球的岩石圈分为欧亚、美洲、非洲、太平洋、澳洲和南极洲等六大板块和若干小板块，如图 1-5 所示。板块间的分界是大洋中脊、俯冲带和转换断层，板块在大洋中脊继续增生扩张，而在俯冲带则下沉和消减。那正是构造动荡激烈的部位，是地震、火山活动的主要发生地。

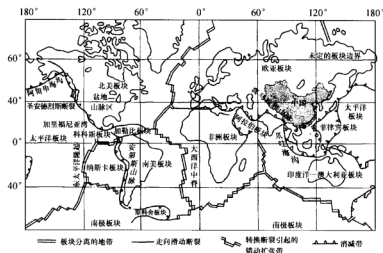


图 1-5 全球大、小板块构造的划分略图

板块构造学说认为地壳与上地幔的岩石层组成了全球岩石圈，地幔上部软流层的物质由海岭涌出，推着软流层上厚约 100 km 的岩石圈在水平方向移动，形成新的海底并造成海底扩张现象，大部分物质又同时在海岭下部形成上升流，如图 1-6 所示；岩石圈在海沟处又插入另一部分岩石圈之下，返回软流层，同时形成下降流。这样，在海岭带与海沟带之间便形成地幔对流，地幔对流对于板块的作用使板块仿佛坐在传送带上一一般，被载运而缓慢漂移。

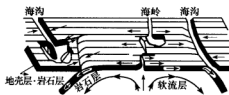


图 1-6 板块运动

大陆漂移学说与地球板块构造不仅可解释地球大陆的变迁历史，而且可以预测其未来的发展，是人类对固体地球运动模式整体性及其运动学和动力学认识的深化，是现代地质学的重大发现，堪称 20 世纪地球科学最伟大的成就。

1-2 地震成因与地震类型

1-2-1 地震成因

地震成因的研究包括两个方面：一是从断层成因说出发，更深入地研究地震发生时地球介质的运动方式和原理，统称震源机制研究；二是着重于研究地震发生前，局部地区应力-应变的发展过程（孕震过程），统称震源物理研究。

关于地震成因的研究已有近百年的历史，早期的地震成因说倾向于断层破裂学说，后期的观点则侧重于板块观点。这两个观点并不矛盾，主要是出发点不同，前者是从局部机制，后者是从宏观背景来论述震源机制。

从局部机制来论述地震成因的弹性回跳学说是 20 世纪初由里德（Reid）提出的。他最初是根据 1906 年旧金山 8.3 级大地震前后横跨圣安德烈斯断层的一些侧标位移实测数据（见图 1-7）而得出的结论。这一测量发现：在断层两侧，测点一直在缓慢地移动，而在大地震后的复测发现：测线沿断层出现了最大断距达 6.4 m 的错动。这一过程证明了旧金山地震是沿长 960 km 的圣安德烈斯断层发生错动的结果。

里德的弹性回跳学说认为：① 地壳由弹性的、有断层的岩层组成；② 地壳运动产生的能量以弹性应变能的形式在断层及其附近岩层中长期积累；③ 当弹性应变能积累及其岩层产生的变形达到一定程度时，断层上某

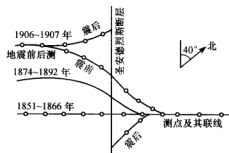


图 1-7 旧金山地震前后横跨圣安德烈斯断层基线变化示意图

一点的两侧岩体会发生相对位移错动，并使沿断层的邻近点随之发生位移，以致断层两侧岩体向相反方向突然滑动，地震因之产生，此时，断层上长期积累的弹性应变能突然释放；④ 地震后，过去在应变能作用下发生变形的岩体又重新恢复没有变形的状态。

20 世纪 60 年代中期，根据岩石力学实验结果，改进了弹性回跳学说，使得解释局部震源机制的断层学说得到了改善。弹性回跳学说认为，断层发生错动时，把全部积累的应变能释放完，震后，震源基本处于无应力状态；而改进后的弹性回跳学说，又称为粘滑学说，则提出：每一次断层发生错动时只释放了积累的总应变能中的一小部分，而剩余部分则为断层面上很高的动摩擦力所平衡。地震后，断层两侧仍有摩擦力使之固结，并可以再积累应力而发生较大的地震，这一观点得到了地震序列类型的支持。

弹性回跳学说对地壳为何发生运动、弹性应变能怎样得以积聚等宏观原因没有给以说明，而板块学说则恰巧说明了这一点。如上节所述，地幔软流物质的涌出与对流，促使板块的构造运动，当两个板块相遇时，其中一个板块俯冲插入另一板块之下，在板块俯冲过程中，由于板块内的复杂应力状态，引起其本身与附近地壳和岩石层的脆性破裂而发生地震。这就是全球大部分地震均发生在板块边缘及其附近的原因。另一方面，软

流层与板块之间的界面是很不平坦的,而且软流层本身仍具有较大刚度,因此造成板块内部的复杂应力状态和不均匀变形,这是发生板块内地震的根本原因。而板块内的岩体断层则提供了发生地震的内在条件。据统计,全球85%左右的地震发生于板块边界带上,仅有15%左右发生于大陆内部或板块内部。

世界上有两条主要地震带:环太平洋地震带与欧亚地震带(图1-8,见彩图)。环太平洋地震带基本上是太平洋沿岸大陆海岸线的连线,从南美洲的西海岸向北,到北美洲西海岸的北端,再向西穿过阿留申群岛,到俄罗斯的堪察加半岛折向千岛群岛,沿日本列岛,地震带在此分为两支,一支向西南经琉球群岛南下,经过我国台湾、菲律宾到印度尼西亚、苏拉威西岛,另一支向东至马里亚纳群岛、新几内亚,两支汇合后,经所罗门群岛、新赫布里底群岛、斐济群岛到汤加,突然转向新西兰。全世界75%左右的地震发生于这一地震地带。欧亚地震带是东西走向的地震带,西端从大西洋上的亚速尔岛起,向东途经意大利、希腊、土耳其、伊朗、印度北部,至喜马拉雅山脉,进入我国西部与西南部边境,向南经过缅甸,呈弧形转向东,至印度尼西亚,最后与环太平洋地震带的新几内亚相接。这一地震带是全球中、深源地震的多发地区,全世界22%左右的地震发生于这一地震带。另外在大西洋、印度洋等大洋中部也有呈条状分布的地震带。

我国是一个多地震国家,四千二百余年的地震文献记载表明,除浙江、江西两省外,我国绝大部分地区都发生过震级较大的破坏性地震,如图1-9所示(见彩图)。我国地处世界上两条大地震带之间(图1-8,见彩图),受太平洋板块、印度板块和菲律宾海板块的挤压,地震断裂带十分发育,不少地区地震相当活跃,近年来大震不断,而且发震频率相当高。除西藏、台湾位于世界的两大地震带以外,强烈地震主要分布在南北地震带和东西地震带。南北地震带的北端位于宁夏贺兰山,经过六盘山,经四川中部直到云南东部,全长两千多公里。该地震带构造相当复杂,全国许多强震就发生在这条地震带上,如1920年宁夏海原8.5级地震、1739年银川8级地震、1970年通海7.7级地震、1973年炉霍7.9级地震,以及1976年松潘7.2级地震,都位于这条地震带上。这条地震带的宽度比较大,少则几十千米,最宽处达到几百千米。东西走向的地震带有两条,北面的一条从宁夏贺兰山向东延伸,沿陕北、晋北以及河北北部的狼山、阴山、燕山山脉,一直到辽宁的千山山脉;另一条东西方向的地震带横贯整个国土,西起帕米尔高原,沿昆仑山东进,顺沿秦岭,直至安徽的大别山。这两条地震带是由一系列地质年代久远的大断裂带构成的。

地震的空间分布对小地震几乎无规律可循,但较大地震的震中呈条状分布的,而且基本上是沿板块的边缘分布的,这从一个侧面支持了弹性回跳学说。

1-2-2 地震类型

根据地震成因,地震可分为人工地震和天然地震两大类。人工地震指爆炸、化学爆炸、机械振动等造成的地震。天然地震包括构造地震、火山地震、陷落地震、诱发地震等。火山地震是因火山喷发时猛烈的冲击造成地面振动而形成的;陷落地震是由于地下溶洞、废旧矿井突然塌陷引起地面振动而形成的。这两种地震数量不多,不到天然地震总数的10%,一般震级都比较低,对人类不构成威胁。地球上发生的绝大多数地震都

是构造地震,几乎所有地震灾害都来自构造地震。这类地震破坏性最大,影响最广,发生也最频繁,是人类必须认真对付的地震。对工程建设而言,危害最大的是浅源构造地震,这类地震频度高、强度大,是工程抗震设防的主要研究对象。

根据震源深度 H ,地震又可分为:浅源地震 ($H < 60 \sim 70$ km),占地震总数的 72%;深源地震 ($H > 300$ km),仅占地震总数的 4%,目前观测到的最大震源深度为 720 km;以及中源地震,占地震总数的 23.5%。

人们把一次较大的地震称为主震,与之有关的发生在主震前的地震称为前震,发生在主震后的地震称为余震。前震、主震、余震就构成了一个完整的地震序列。根据地震记录,地震序列有三种基本类型:①主震余震型,主震释放能量最大,伴以相当数目的余震和不完整的前震。典型的有 1976 年唐山大地震、1975 年海城大地震等;②震群型地震,主要能量通过多次较强地震释放,并伴以大量小震,如 1966 年邢台地震、1988 年澜沧—耿马地震等;③单发型地震,主震突出,前震与余震很少,如 1976 年内蒙和林格尔地震。在这三种类型地震中,主震余震型地震约占 60%,震群型占 30%,单发型地震仅占 10%左右。

1-3 震源机制与地震活动性

1-3-1 震源机制

地震是由板块构造运动引起的,它是地壳岩石中长期积累的变形在瞬间内转换为动能的结果。在不同的温度、压力和应力作用下,岩石一般可以看作是一种具有蠕变性质的黏弹性体,但其力学性能完全不同。在常温常压与动力作用下,它表现为固体,刚度很大,如图 1-10 所示,在过大的应力作用下,当变形超过允许值时,它可以产生突然的脆性破裂;当温度和压力增高而应力速度降低时,岩石的应力应变关系从图中曲线①变为②,刚度与强度均降低,而应变能力 ϵ_1 增大;但当温度、压力增加到很高而应力又变为长期持续作用时,岩石的蠕变性能即起主要作用,其应力应变关系由图 1-10 (a) 变为图 1-10 (b) 所示的应力与应变速度关系。当软流层的岩石物质具有图 1-10 (b) 中的流体特性时,它不会破裂,地震不会在那里发生;而在地壳中的岩石,具有图 1-10 (a) 中的固体特性,当应变超过允许值 ϵ_1 时即突然破裂而形成地震。

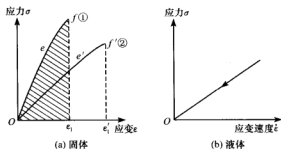


图 1-10 岩石的力学性质示意图

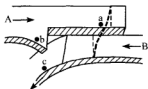


图 1-11 板块运动与地震

图 1-11 显示 A 和 B 两个板块相互冲撞，在海沟 B 处插入 A 之下。在 a、b、c 等处都可能发生地震。以 a 附近点为例，原来位于一条直线（细虚线）上的点，在两个板块长期的相互作用下变形到粗虚线位置，a 点的地壳岩石在剪力作用下产生剪切变形从而积累应变能，如图 1-11 所示；当变形超过允许值时岩层突然破裂，这时由于破裂面上的应力突然下降，位于粗虚线上的点都急速地向原来未变形前的细虚线位置回弹过去，从而将地壳该处积累的弹性应变能变为动能释放出来，形成地震波，向四周传播，这就是震源机制的弹性回跳学说。这样形成的地壳岩石中的大断裂面叫断层。绝大多数断层形成时都伴随有大地震；只有当断裂处有强度极低的软弱夹层时，可以发生断层而不伴随明显的地震，这种断层称为蠕动断层。

当断层面两侧岩层的相对运动以沿地表断裂的走向为主时，称为走滑断层；以沿断层面面向地下倾斜方向滑动为主时，称为倾滑断层。在走滑断层中，从上向下看地表，若相对滑动是顺时针转时，为右旋；反之则为左旋。在倾滑断层中，若断层的上盘块体相对下盘作向下滑动时，为正断层；反之则为逆断层。若断层两侧相对位移既有走向滑动又有倾向滑动，称为斜向滑动断层。

如图 1-12 所示，设在地震发生之前，作用于断层两侧的剪切应力为 σ_0 ，两侧面的相对剪切位移 $u=0$ ，地震发生时从 t_0 到 t_1 的极短时间内，应力降低为 σ_1 ，相对位移从零上升到 u ， $\Delta t = t_1 - t_0$ 称为上升时间， $\Delta\sigma = \sigma_0 - \sigma_1$ 称为应力降。设 A 为总断裂面积，则地震矩为 $M_0 = GA\bar{u}$ ，其中 G 为岩石剪切模量。地震矩的物理意义是在断裂面上等于剪切模量 G 的应力使断裂面两侧错开 \bar{u} 时所做的功。地震释放的总能量为 $E_T = \bar{\sigma}A\bar{u}$ 。由于断裂面上各点的位错很不均匀，所以 $\bar{\sigma}$ 、 \bar{u} 与 $\Delta\sigma$ 都是平均值。总能量大部分转化为热能，只有一小部分转变为动能 $E = \eta E_T$ ，其中 η 为地震波辐射效率。

断层面并不是在一瞬间全面破裂的，而是从一个局部先开裂，再迅速向四面裂开，破裂速度 v_1 略低于剪切波速 v_s ，一般约为 $2 \sim 3$ km/s。

上述这些参数是震源的动力学参数，与地震波的动力学特性有重要关系。

1-3-2 地震活动性^[2-4]

一定区域内一定时期的地震活动性包括地震的时间、空间分布特点和地震频度、地震强度的变化。研究地震活动性，主要是根据地震观测系统测定的（或历史资料中记载的）地震发生的时间、空间位置（震中位置和震源深度）和频度、强度（震级或震中烈

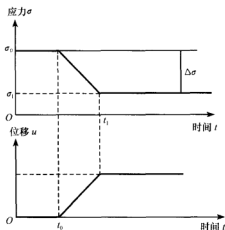


图 1-12 岩石断裂应力与变形的变化

度)等基本参数,研究这些参数之间的相互关系。另外,也有人把震源参数的变化(如地震矩、应力降、破裂性质和震源机制解等的变化)作为地震活动性的一项研究内容。早期的研究侧重于描述地震的地理分布和分析地震活动的区域特性,后来人们为了寻找大地震的前兆,也着重分析研究大地震前后的各种地震活动图像。

表示地震活动地理分布最常用的方法是将地震发生的地点和强度标示在图上,这种平面图称为震中分布图。地震活动的地理分布是不均匀的,某些地区地震活动相当强烈,而在另一些地区,地震活动很弱。图 1-13 (见彩图)给出了 1900~2007 年 6 月 5 级以上震级的中国地震震中分布。从震中分布图上可以看到,大地震往往只在某些特定的地区发生。

地震活动频繁而强烈的区域称为地震区;许多大地震群集的狭长地带,称为地震带。地震区、带划分反映了地震活动在空间分布上的不均匀性。地震区是指大区域范围(数十万、几百万平方公里范围内)的地震活动性和大地构造活动的特点具有明显相关的地区。同一地震区的地震活动在强度、活动期、空间分布具有共同特征和相互联系。地震带是指同一地震区内地震活动性和地质构造条件密切相关的地带,它是地震活动性参数的统计单元。图 1-14 (见彩图)为中国地震带示意图。

有些大地震前,中、小地震活动逐渐增强,在大震临近发生时,中、小地震又出现暂时的平静,因此所谓的密集-平静现象被认为是大地震的一种前兆。最简单表示大震前后地震时间序列的方法是绘制 $M-t$ 图,即在时间轴上按照各次地震的发震时刻 t 画出一系列竖线,用竖线的高度表示震级 M 的大小,如图 1-15 所示。地震时间序列的一般特点是,在一定地区内,地震活动的起伏性和周期性,地震活动的活跃期和平静期交替出现。地震活动没有严格的周期性,但一定地区内大地震相隔若干年有重复发生的现象。在地震预报实践中,有用数理统计方法从地震活动的时间序列中提取和分析地震周期,模拟某区带内地震发生的成丛模式等。

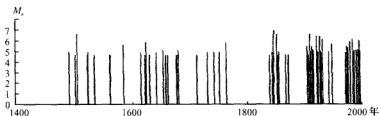


图 1-15 长江中下游-黄海地震带破坏性地震序列 $M-t$ 图 ($M_s \geq 4 \frac{3}{4}$ 级)

研究地震活动性主要靠经验的统计方法。首先,根据地震活动性和地质构造等特点,确定性质相同的地震区或带,搜集历史上这一地震区或带内发生的地震次数及相应的震级。一定区域内在一定时期发生的大小地震数目是不相同的,较小的地震发生较多。在编制《中国地震动参数区划图》GB18306—2001 时,中国的地震区、带划分为 6 个地震区、4 个地震亚区、20 个地震带,具体区、带名称见表 1-1。

表 1-1 中国地震区、带的划分与地震次数统计

名 称	各级地震数			
	≥ 8	7~7.9	6~6.9	5~5.9
天山地震区	7	16	102	416
南天山地震带	1	4	51	199
中天山地震带	3	4	17	50
北天山地震带	0	4	11	54
阿尔泰山地震带	3	5	27	99
青藏地震区	17	126	558	1680
西昆仑—帕米尔地震亚区	2	37	169	538
青藏高原北部地震亚区	4	21	57	197
龙门山地震带	2	10	23	76
六盘山—祁连山地震带	2	10	20	62
柴达木—阿尔金地震带	0	1	14	59
青藏高原中部地震亚区	1	32	116	383
巴颜喀拉山地震带	0	3	11	31
鲜水河—滇东地震	1	29	105	352
青藏高原南部地震亚区	10	36	216	516
喜马拉雅地震带	5	14	93	164
滇西南地震带	2	15	61	171
藏中地震带	3	7	62	227
东北地震区	0	2	9	32
华北地震区	5	20	110	368
长江下游—黄海地震带	0	1	37	50
祁连地震带	1	6	13	62
华北平原地震带	1	5	29	104
汾渭地震带	2	7	20	99
银川—河套地震带	1	1	7	21
秦岭地震带	0	0	4	19
燕山—渤海地震带	1	6	19	52
华南地震区	0	5	28	139
长江中游地震带	0	0	2	46
华南沿海地震带	0	5	26	93
台湾地震区	2	38	261	891
台湾西部地震带	0	8	57	145
台湾东部地震带	2	30	204	746

设 N 为震级 $M \sim M + \Delta M$ 之间的地震次数, ΔM 要选择得适当大, 使 $\lg N-M$ 曲线足够平滑, Gutenberg 和 Richter 认为这种曲线可以用下述震级-频度关系表示:

$$\lg N = a - bM \quad (1-1)$$

式中: a ——与地震总次数有关的常数;

b ——表示大小地震的活动性之间关系的常数。

式 (1-1) 也可以写为

$$N = f(M) = 10^{a-bM} \quad (1-2)$$

所以震级大于和等于 M 的地震次数 N' 为

$$N' = \int_M^{M_0} N dM = \frac{10^a}{b} (10^{-bM} - 10^{-bM_0}) \quad (1-3)$$

若取震级上限 $M_u \rightarrow \infty$, 则由式 (1-3) 可得震级大于和等于 M 的地震次数 N' 为

$$N' = b^{-1} 10^{a-bM} = 10^{a'-bM} \quad (1-4)$$

式中: $a' = a - \lg b$ 。一般情况下, 常将式 (1-4) 写为下述形式:

$$N = e^{a'' - \beta M} \quad (1-5)$$

式中: $\alpha = \frac{a - \lg b}{\lg e}$, $\beta = \frac{b}{\lg e}$ 。

若取震级下限为 M_0 , 则总地震次数为

$$N_B = e^{a'' - \beta M_0} \quad (1-6)$$

因此, 发生震级大于等于 M 的地震概率为

$$1 - F(M) = \frac{N}{N_B} = \frac{e^{a'' - \beta M}}{e^{a'' - \beta M_0}} = e^{-\beta(M - M_0)} \quad (1-7)$$

而发生震级不大于 M 的地震的概率为

$$F(M) = 1 - e^{-\beta(M - M_0)} \quad (1-8)$$

此即 M 的累积概率函数。因此, M 的概率密度函数为

$$f(M) = \beta e^{-\beta(M - M_0)} \quad (1-9)$$

虽然式 (1-1) 满足许多地区中等地震的数据, 但是对于小震级和很大的震级, 它都存在缺点。在震级较小时, 它给出的震级次数偏小; 对于很大的震级, 大多数人认为震级有一个上限 M_u , 所以无上限的式 (1-1) 不满足要求。为此, Cornell 和 Vanmarcke (1969) 建议采用以下的修正公式:

$$F(M) = \frac{1 - e^{-\beta(M - M_0)}}{1 - e^{-\beta(M_u - M_0)}} \quad (1-10)$$

式中: $M_0 \leq M \leq M_u$ 。

在实际分析中, 震级下限 M_0 需要根据数据的性质和主观判断来选择, 常取 4 或 4.5 以上。对于近期有仪器记录的数据, 可以取得低一些, 如 4.0; 对于早期的历史文献数据, 应取得高一些, 如 4.5 或 5.0, 因为小震级地震易被遗漏; 震级上限 M_u 的选择比较困难, 通常取 8.5 以下^[3]。

1-4 无限弹性体中地震波的传播

岩石在高温高压下具有一定的流变性能, 在地质应力的长期作用下, 岩石的黏弹性或流变性是主要的, 这是板块运动的理论基础之一; 但是在极短期的迅速变化的动力作用下, 岩石则表现为弹性的, 黏滞作用的影响可以用能量损耗的概念来加以修正, 这是地震波传播的基本理论假定。因此, 可以假定地球介质为均匀、各向同性、完全弹性。用地震仪对地震时质点的地震动进行观测, 促进了地震波动理论的发展和对震源与地球构造的了解, 并支持了上述假定。

1-4-1 波动方程

在均匀、各向同性、无阻尼弹性体内, 质点运动必须满足介质的应力应变关系、连

续条件和牛顿运动第二定律，从小变形弹性力学理论可以导出运动的基本方程为

$$\rho \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial x_i} + \mu \nabla^2 u_i \quad i = 1, 2, 3 \quad (1-11)$$

式中： x_1 、 x_2 、 x_3 ——表示直角坐标 x 、 y 、 z 三个方向（见图 1-16）；

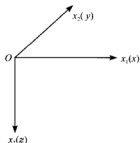


图 1-16 波动问题的
直角坐标系

u_1 、 u_2 、 u_3 ——沿直角坐标 x 、 y 、 z 三个方向的质点位移；

ρ ——介质的密度；

λ 、 μ ——介质的拉梅常数；

$$\lambda = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \quad \mu = \frac{E}{2(1+\nu)} = G$$

E 、 G ——介质的弹性模量和剪切模量；

ν ——介质的泊松比；

θ ——介质的体应变；

∇^2 ——拉普拉斯算子， $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2}{\partial x_2^2} + \frac{\partial^2}{\partial x_3^2}$ 。

为求解式 (1-11)，取两个势函数，一个标量势 φ ，一个矢量势 $\psi(\psi_1, \psi_2, \psi_3)$ ，位移 u_1 、 u_2 、 u_3 与这两个势函数的关系为

$$u_1 = \frac{\partial \varphi}{\partial x_1} + \frac{\partial \psi_3}{\partial x_2} - \frac{\partial \psi_2}{\partial x_3} \quad (1-12a)$$

$$u_2 = \frac{\partial \varphi}{\partial x_2} + \frac{\partial \psi_1}{\partial x_3} - \frac{\partial \psi_3}{\partial x_1} \quad (1-12b)$$

$$u_3 = \frac{\partial \varphi}{\partial x_3} + \frac{\partial \psi_2}{\partial x_1} - \frac{\partial \psi_1}{\partial x_2} \quad (1-12c)$$

因此，从式 (1-11) 可以得到

$$\nabla^2 \varphi = \frac{1}{\alpha^2} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} \quad (1-13)$$

$$\nabla^2 \psi_i = \frac{1}{\beta^2} \frac{\partial^2 \psi_i}{\partial t^2} \quad i = 1, 2, 3 \quad (1-14)$$

式中： α ——纵波速度， $\alpha = \sqrt{\frac{\lambda+2\mu}{\rho}} = v_p$ ；

β ——横波速度， $\beta = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} = v_s$ 。

从式 (1-12) 可知，体应变 θ 为

$$\theta = \frac{\partial u_1}{\partial x_1} + \frac{\partial u_2}{\partial x_2} + \frac{\partial u_3}{\partial x_3} \quad (1-15)$$

而畸变为

$$\omega_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_3}{\partial x_2} - \frac{\partial u_2}{\partial x_3} \right) \quad (1-16a)$$

$$\omega_2 = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_1}{\partial x_3} - \frac{\partial u_3}{\partial x_1} \right) \quad (1-16b)$$

$$\omega_3 = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_2}{\partial x_1} - \frac{\partial u_1}{\partial x_2} \right) \quad (1-16c)$$

由于纵波只产生压张性的位移而不产生旋转位移, 即畸变 $\omega_i = 0$, 根据这一条件, 可取

$$u_i = \frac{\partial \varphi}{\partial x_i} \quad i = 1, 2, 3 \quad (1-17)$$

因此, 体应变 θ 为

$$\theta = \nabla^2 \varphi \quad (1-18)$$

则

$$\frac{\partial \theta}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} \nabla^2 \varphi = \nabla^2 \frac{\partial \varphi}{\partial x_i} = \nabla^2 u_i \quad (1-19)$$

代入式 (1-11) 得

$$\frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} = a^2 \nabla^2 u_i \quad i = 1, 2, 3 \quad (1-20)$$

由于横波只发生纯剪切变形而无体积变化, 体积应变为零, 即 $\theta = 0$ 。因而, 由式 (1-11) 可以得到

$$\frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} = \beta^2 \nabla^2 u_i \quad i = 1, 2, 3 \quad (1-21)$$

可以看到, 纵波和横波的波动方程具有同样的形式, 只是系数不同, 这为研究波动规律提供了便利和简化依据。

1-4-2 弹性波的传播^[5,6]

1. 纵波 (膨胀波, 初波, 压缩波, 无转动波, P 波)

设在一无限空间中有一平面波沿 x_1 方向传播, 容易证明

$$\begin{aligned} \varphi \text{ 或 } \theta &= f_1(x_1 - at) + f_2(x_1 + at) \\ \psi_i \text{ 或 } \omega_i &= 0 \quad i = 1, 2, 3 \end{aligned} \quad (1-22)$$

满足式 (1-13) 和式 (1-14)。 f_1 为沿 x_1 轴正方向传播的波, f_2 为沿 x_1 轴负方向传播的波。 φ 值在 $x_1 = \text{常数}$ 的平面上, 故为平面波; 又由于用 φ 表示的位移或应力状态满足旋度 $\nabla \times \nabla \varphi = 0$ 的条件, 故为无旋波。由于这一纵波的 φ 值仅为 x_1 的函数而与 x_2 、 x_3 无关, 而且 $\psi_i = 0$, ($i = 1, 2, 3$), 所以, 有 $u_1 \neq 0$, $u_2 = u_3 = 0$ 。这表明, 纵波的振动方向与波的传播方向一致。

2. 横波 (畸变波, 剪切波, 次波, 等体积波, S 波)

设在一无限空间中有一平面波沿 x_1 方向传播, 容易证明

$$\begin{aligned} \psi_2 &= f_1(x_1 - \beta t) + f_2(x_1 + \beta t) \\ \psi_1 &= \psi_3 = \varphi = \theta = 0 \end{aligned} \quad (1-23)$$

满足式 (1-13) 和式 (1-14)。由于 ψ_2 值在 $x_1 = \text{常数}$ 的平面上, 故为平面波; 又由于 $\theta = 0$, 故为畸变波, 即只有形状的改变而无体积的改变。由式 (1-12) 可知, $u_1 = u_2 =$

0, $u_3 \neq 0$, 即此波只有沿 x_3 轴的位移, 所以它的振动方向 (x_3 轴) 与波的传播方向 (x_1 轴) 相垂直, 这种波就称为 SV 波。

也可以取

$$\psi_3 = f_1(x_1 - \beta t) + f_2(x_1 + \beta t) \quad (1-24)$$

$$\psi_1 = \psi_2 = \varphi = \theta = 0$$

这时, 有 $u_1 = u_3 = 0$, $u_2 \neq 0$, 即只有沿 x_2 轴的位移, 故它的振动方向沿 x_2 轴, 即与波的传播方向 x_1 轴相垂直的方向, 这种波就称为 SH 波。但是, 若取

$$\psi_1 = f_1(x_1 - \beta t) + f_2(x_1 + \beta t) \quad (1-25)$$

$$\psi_2 = \psi_3 = \varphi = \theta = 0$$

则 $u_1 = u_2 = u_3 = 0$, 即全部位移分量均等于零, 这表明不存在振动方向与波的传播方向一致的横波。

3. 瑞雷 (Rayleigh) 波

假若介质是均匀无限空间, 则只可能存在 P 波和 S 波。假若存在界面, 界面两侧的介质性质不同, 由于界面处必须满足应力平衡和变形连续条件, 就可能产生其他类型的波。Rayleigh 波是局限于地表附近的面波。

设自由表面中波传播方向为 x_1 轴, 原点的面中, x_3 轴垂直于表面, 向介质内为正, x_2 轴在面中。设势函数为

$$\varphi(x_1, x_3, t) = f_1(x_3) e^{ik(x_1 - ct)} \quad (1-26)$$

$$\psi_2(x_1, x_3, t) = f_2(x_3) e^{ik(x_1 - ct)} \quad (1-27)$$

式中: k ——波数, $k = \frac{2\pi}{l} = \frac{\omega}{c}$;

l ——波长;

ω ——圆频率;

c ——Rayleigh 波波速;

i ——虚数符号, $i = \sqrt{-1}$ 。

将式 (1-26) 和式 (1-27) 代入式 (1-13) 和式 (1-14), 可得下述微分方程:

$$\frac{d^2 f_1}{dx_3^2} - (k^2 - K^2) f_1 = 0$$

$$\frac{d^2 f_2}{dx_3^2} - (k^2 - K'^2) f_2 = 0$$

式中: $K^2 = \frac{\omega^2}{\alpha^2} = \frac{\omega^2}{v_p^2}$, $K'^2 = \frac{\omega^2}{\beta^2} = \frac{\omega^2}{v_s^2}$ 。

考虑到在 $x_3 \rightarrow \infty$ 处, 波的振幅必须为有限, 故得

$$\varphi = A e^{-\sqrt{k^2 - K^2} x_3} e^{ik(x_1 - ct)} = A e^{-ak x_3} e^{ik(x_1 - ct)}$$

$$\psi_2 = B e^{-\sqrt{k^2 - K'^2} x_3} e^{ik(x_1 - ct)} = B e^{-bk x_3} e^{ik(x_1 - ct)}$$

式中: $a = \sqrt{1 - \frac{c^2}{v_p^2}}$, $b = \sqrt{1 - \frac{c^2}{v_s^2}}$ 。

在自由表面处的边界条件为

$$\sigma_{x_3} |_{x_3=0} = 0$$

$$\tau_{x_1 x_3} |_{x_3=0} = 0$$

由此可得

$$\begin{aligned}(1+b^2)A + i2bB &= 0 \\ -i2aA + (1+b^2)B &= 0\end{aligned}$$

式中 A 和 B 具有非零解的条件是系数行列式为零, 由此可得

$$(1+b^2)^2 - 4ab = 0$$

或者写成

$$\left(2 - \frac{c^2}{v_S^2}\right)^2 = 4\sqrt{1 - \frac{c^2}{v_S^2}}\sqrt{1 - \frac{c^2}{v_P^2}}$$

将上式两边平方并整理后可得到

$$\left(\frac{c}{v_S}\right)^6 - 8\left(\frac{c}{v_S}\right)^4 + \left(24 - 16\frac{v_S^2}{v_P^2}\right)\left(\frac{c}{v_S}\right)^2 - 16\left(1 - \frac{v_S^2}{v_P^2}\right) = 0 \quad (1-28)$$

式 (1-28) 可进一步改写为

$$\left(\frac{c}{v_S}\right)^6 - 8\left(\frac{c}{v_S}\right)^4 + 8\frac{2-\nu}{1-\nu}\left(\frac{c}{v_S}\right)^2 - \frac{8}{1-\nu} = 0 \quad (1-29)$$

式 (1-29) 是 $\left(\frac{c}{v_S}\right)^2$ 的三次方程, 在 $0 < c < v_S < v_P$ 中至少存在一个正根。给定一个泊松比 ν 值, 可以找到对应的 Rayleigh 波波速 c 值, 记为 v_R 。图 1-17 给出了 $\frac{v_R}{v_S}$ 和 $\frac{v_R}{v_P}$ 随泊松比 ν 的变化曲线。式 (1-29) 的解也可近似地表达为

$$v_R \approx \frac{0.862 + 1.14\nu}{1 + \nu} v_S \quad (1-30)$$

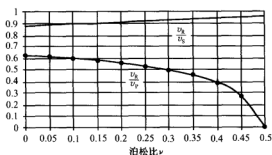


图 1-17 $\frac{v_R}{v_S}$ 和 $\frac{v_R}{v_P}$ 随泊松比 ν 的变化曲线

有了势函数, 可以求得位移为

$$u_1 = if_1(x_3)e^{ik(x_1-ct)} \quad (1-31a)$$

$$u_2 = 0 \quad (1-31b)$$

$$u_3 = if_2(x_3)e^{ik(x_1-ct)} \quad (1-31c)$$

其中:

$$f_1(x_3) = -Ak \left(e^{-akx_3} - \frac{1+b^2}{2b} e^{-bkx_3} \right)$$

$$f_2(x_3) = Ak \left(-ae^{-akx_3} - \frac{1+b^2}{2b} e^{-bkx_3} \right)$$

只考虑上面位移分量的实部, 则有

$$\frac{u_1^2}{f_1^2(x_3)} + \frac{u_3^2}{f_2^2(x_3)} = 1 \quad (1-32)$$

这表明, 质点的运动轨迹为 x_1-x_3 平面内的一个椭圆, 它沿 x_1 方向 (水平向) 和 x_3 方向 (竖向) 的轴长分别为 $f_1(x_3)$ 和 $f_2(x_3)$ 。因此, Rayleigh 波是一种椭圆极化波。

当泊松比 $\nu=0.25$ 时, Rayleigh 波的水平向和竖向位移沿竖向的变化及运动轨迹如图 1-18 所示。图中可以看出, 水平向位移沿竖向变化时还发生变号, 这意味着从此开始, 质点的运动轨迹由逆进的椭圆变为顺进的椭圆; Rayleigh 波的衰减很快, 在一个波长后即衰减 $\frac{1}{5}$ 左右。Rayleigh 波是体波到达地表后反射叠加所形成, 在震中附近并不出现, 大约在震中距大于 $\frac{v_R h}{\sqrt{v_P^2 - v_S^2}}$ 后才出现 (h 为震源深度)。

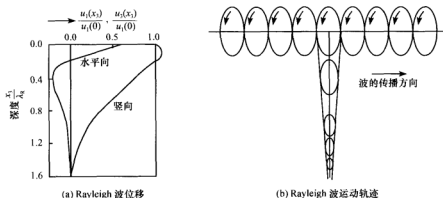


图 1-18 Rayleigh 波水平向和竖向位移沿竖向的变化及运动轨迹

4. 洛夫 (Love) 波

洛夫波是另一种面波, 在实际地震观测中被发现, 后由洛夫 (Love) 从理论上证明其存在。洛夫波存在的条件是: 半无限空间上存在一松软的覆盖层。洛夫波是一种 SH 波。

设坐标原点在覆盖层与下卧半无限体的界面上, x_1 轴为波的传播方向, x_3 轴为竖向, 向无限体内为正, 覆盖层厚度为 H 。设位移函数为

$$u_2(x_1, x_3, t) = f_1(x_3) e^{ik(x_1 - t)} \quad -H \leq x_3 \leq 0$$

$$u_2(x_1, x_3, t) = f_2(x_3) e^{ik(x_1 - t)} \quad x_3 \geq 0 \quad (1-33)$$

$$u_1 = u_3 = 0$$

式中: c ——洛夫波波速, $c = \frac{\omega}{k}$ 。

根据自由表面 $x_3 = -H$ 及覆盖层与下卧半无限体的界面 $x_3 = 0$ 处的边界条件, 以及在无限深处 ($x_3 = \infty$) 振幅 $f_2(\infty)$ 应有界, 可以得到洛夫波存在的物理条件为

$$v_2 \sqrt{1 - \frac{c^2}{v_{S2}^2}} = v_1 \sqrt{\frac{c^2}{v_{S2}^2} - 1} \tan\left(\frac{\omega H}{c} \sqrt{\frac{c^2}{v_{S1}^2} - 1}\right) \quad (1-34)$$

式中: v_{S1} 、 v_1 ——覆盖层的剪切波速及泊松比;

v_{S2} 、 v_2 ——下卧半无限层的剪切波速及泊松比。

由此可见, 如果 $v_{S1} < c < v_{S2}$, 式 (1-34) 即可满足。所以, 只有在覆盖层剪切波速小于下卧半无限层剪切波速时才有可能存在洛夫波。

5. 频散关系与群速度

从上述可以看到, 均匀弹性介质中的平面 P 波或 S 波只有一个波速, 它完全取决于介质的特性。但是, 在成层弹性介质中面波的传播不可能用一个传播速度描述, 波速 c 、频率 ω 和波数 k 三者之间存在关系 $c = \frac{\omega}{k}$, 称这一关系为频散关系。可见, 不同波数或不同频率的简谐面波以不同的波速传播。每个简谐面波的波速 c 称为相速度。

相速度 c 并不是描述面波传播的理想波动参数。因为, 波动最重要的特征是波动能量的传播, 而能量的传播并不是相速度。如果考察一群波数 k 或频率 ω 接近的简谐面波的传播, 由于频散关系的存在, 这一群谐波叠加的结果将形成一个波包, 波包的传播速度将不同于单个简谐面波的相速度。由于在频率相同的情况下波动的能量取决于振幅, 所以波包的传播速度就是波动能量的传播速度, 因此, 称波包的传播速度为群速度 c_g 。

1-5 地震波的反射和折射

1-5-1 地震波在自由地面的反射

1. SH 波

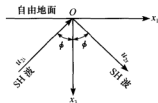
设在 $x_3 > 0$ 的均匀弹性介质内上行 SH 平面谐波 u_{2i} 以入射角 ϕ 向自由地面 $x_3 = 0$ 入射 (见图 1-19), u_{2i} 可以写成

$$u_{2i} = E e^{i(\omega t - k_1 x_1 + k_2 x_3)} \quad (1-35)$$

式中:

$$k_1 = k \sin \phi = \frac{\omega}{v_S} \sin \phi$$

$$k_2 = k \cos \phi = \frac{\omega}{v_S} \cos \phi$$



由式 (1-35) 给出的均匀弹性介质平面谐波一般解可表示为

$$u_2 = E e^{i(\omega t - k_1 x_1 + k_2 x_3)} + F e^{i(\omega t - k_1 x_1 - k_2 x_3)} \quad (1-36)$$

式 (1-35) 中第一项为入射波 u_{2i} , 第二项为反射波 u_{2r} 。 u_{2i} 的波幅系数 F 可以由自

由面条件 $\tau_{23}|_{x_3=0} = 0$ 决定。由此可得

$$E = F \quad (1-37)$$

因此, 将式 (1-37) 代入式 (1-36) 可得

$$u_2 = 2Ee^{i(\omega t - k_1 x_1)} \cos(k_2 x_3) \quad (1-38)$$

当 $x_3=0$ 时, 有

$$u_{2i} = Ee^{i(\omega t - k_1 x_1)} \quad (1-39)$$

$$u_2 = 2Ee^{i(\omega t - k_1 x_1)} \quad (1-40)$$

由式 (1-39) 和式 (1-40) 可知

$$\frac{u_2}{u_{2i}} = \frac{\dot{u}_2}{\dot{u}_{2i}} = \frac{u_2}{u_{2i}} = 2 \quad (1-41)$$

由此可知, 当 SH 波向自由地面入射时, 不论入射角 ϕ 的大小和入射波频率的高低, 自由地面的运动总是入射波的两倍。

2. P 波

设上行平面谐波 P 波 φ_i 以入射角 θ 向自由地面 $x_3=0$ 入射 (见图 1-20), φ_i 可以写成如下形式:

$$\varphi_i = E_P e^{i(\omega t - k_{1P} x_1 + k_{2P} x_3)} \quad (1-42)$$

式中:

$$k_{1P} = k_P \sin \theta = \frac{\omega}{v_P} \sin \theta \quad (1-43)$$

$$k_{2P} = \begin{cases} \sqrt{\left(\frac{\omega}{v_P}\right)^2 - k_{1P}^2} & k_{1P} \leq \frac{\omega}{v_P} \\ -i\sqrt{k_{1P}^2 - \left(\frac{\omega}{v_P}\right)^2} & k_{1P} > \frac{\omega}{v_P} \end{cases} \quad (1-44)$$

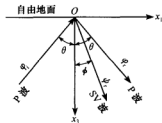


图 1-20 P 波在自由面的反射

就平面内波动而言, 全部波场一般由 P 波位势 φ 和 S 波位势 ψ 构成, 在均匀弹性介质内它们的平面谐波一般解可表示为

$$\varphi = E_P e^{i(\omega t - k_{1P} x_1 + k_{2P} x_3)} + F_P e^{i(\omega t - k_{1P} x_1 - k_{2P} x_3)} \quad (1-45a)$$

$$\psi = F_S e^{i(\omega t - k_{1S} x_1 - k_{2S} x_3)} \quad (1-45b)$$

式中:

$$k_{1S} = k_S \sin \phi = \frac{\omega}{v_S} \sin \phi \quad (1-46)$$

$$k_{2S} = \begin{cases} \sqrt{\left(\frac{\omega}{v_S}\right)^2 - k_{1S}^2} & k_{1S} \leq \frac{\omega}{v_S} \\ -i\sqrt{k_{1S}^2 - \left(\frac{\omega}{v_S}\right)^2} & k_{1S} > \frac{\omega}{v_S} \end{cases} \quad (1-47)$$

式 (1-45a) 中第一项为入射 P 波 φ_i , 第二项为反射 P 波 φ_r 。在 S 波位势 ψ 一般解式 (1-45b) 中, 上行波项略去, 因为不存在射向自由地面的 SV 波。根据自由面的条件:

当 $x_3=0$ 时,

$$\sigma_3 = 0 \quad \tau_{13} = 0 \quad (1-48)$$

不难看出, 要使任一时刻在 $x_3=0$ 的平面上满足自由面条件式 (1-48), 必须满足 $k_{1P}=k_{1S}$, 即各谐波沿 x_1 轴传播的视速度必相等, 即

$$\frac{v_P}{\sin\theta} = \frac{v_S}{\sin\phi} \quad (1-49)$$

式 (1-49) 是弹性介质内 Snell 定律的一种形式。因此, 可记 $k_1=k_{1P}=k_{1S}$ 。这样, 由式 (1-48) 可得

$$\left(\frac{v_S}{v_P}\right)^2 \sin 2\theta (E_P - F_P) - \cos 2\phi F_S = 0 \quad (1-50a)$$

$$\cos 2\phi (E_P + F_P) - \sin 2\theta F_S = 0 \quad (1-50b)$$

由此可得

$$\frac{F_P}{E_P} = \frac{v_S^2 \sin 2\theta \sin 2\phi - v_P^2 \cos^2 2\phi}{v_S^2 \sin 2\theta \sin 2\phi + v_P^2 \cos^2 2\phi} \quad (1-51a)$$

$$\frac{F_S}{E_P} = \frac{2v_S^2 \sin 2\theta \cos 2\phi}{v_S^2 \sin 2\theta \sin 2\phi + v_P^2 \cos^2 2\phi} \quad (1-51b)$$

式中:

$$\sin 2\phi = 2 \sin \phi \cos \phi = 2 \frac{v_S}{v_P} \sin \theta \sqrt{1 - \left(\frac{v_S}{v_P}\right)^2 \sin^2 \theta}$$

$$\cos 2\phi = 1 - 2 \sin^2 \phi = 1 - 2 \left(\frac{v_S}{v_P}\right)^2 \sin^2 \theta$$

可见, 当平面 P 波入射到自由地面上不仅会产生反射 P 波, 而且会产生反射 SV 波。这种现象称为波形转换。由于 $\frac{F_P}{E_P}$ 和 $\frac{F_S}{E_P}$ 只与入射角 θ 和 $\frac{v_P}{v_S}$ 有关, 因 $\frac{v_P}{v_S} = \sqrt{\frac{2-2\nu}{1-2\nu}}$, 因此, 这些反射系数仅取决于入射角 θ 和泊松比 ν 值, 图 1-21 给出反射系数与入射角 θ

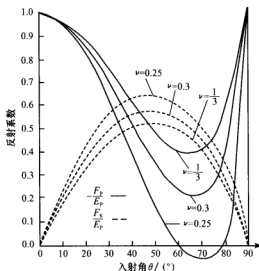


图 1-21 P 波入射在自由面的反射系数

的关系。可以看出,在大多数条件下, $\frac{F_P}{E_P}$ 为负,即入射 P 波为压缩波,则在自由地面上反射 P 波为拉力波,反之亦然。但是,对某些泊松比 ν 值,可能存在 θ 的一定区间,当 P 波入射角 θ 在这一区间内时,入射 P 波为压缩波时在自由地面上反射 P 波也为压缩波。此外,可能存在特定的人射角 θ_c 使 P 波全部转换为 SV 波。由 (1-51a) 可知, θ_c 可由式 (1-52) 确定:

$$v_S^2 \sin 2\theta_c \sin 2\phi - v_P^2 \cos^2 2\phi = 0 \quad (1-52)$$

这一条件对某些泊松比 ν 值可以满足,如当 $\nu=0.25$ 时, $\theta_c=60^\circ$ 和 77.5° 。

由图 1-21 还可以看出,当 P 波竖直向上入射 ($\theta=0^\circ$) 自由平面时, $\frac{F_P}{E_P}=-1$, $\frac{F_S}{E_P}=0$,即只有反射 P 波,没有反射 SV 波,且反射 P 波的幅值与入射 P 波的幅值大小相等,但相位相差 180° 。

由于 $\varphi=\varphi(x_1, x_3, t)$ 和 $\psi=\psi(x_1, x_3, t)$, 与坐标 x_2 无关,因此

$$u_1 = \frac{\partial \varphi}{\partial x_1} + \frac{\partial \psi}{\partial x_3} \quad (1-53a)$$

$$u_2 = \frac{\partial \psi}{\partial x_1} - \frac{\partial \psi}{\partial x_3} \quad (1-53b)$$

$$u_3 = \frac{\partial \varphi}{\partial x_3} - \frac{\partial \psi}{\partial x_1} \quad (1-53c)$$

3. SV 波

设上行平面谐波 SV 波 ψ_1 以入射角 ϕ 向自由地面 $x_3=0$ 入射 (见图 1-22):

$$\psi_1 = E_S e^{i(\omega t - k_1 x_1 + k_{2S} x_3)} \quad (1-54)$$

则全部波场的位势一般解为

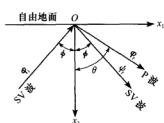


图 1-22 SV 波在自由面的反射

$$\varphi_r = F_P e^{i(\omega t - k_1 x_1 - k_{2P} x_3)} \quad (1-55)$$

$$\psi = E_S e^{i(\omega t - k_1 x_1 + k_{2S} x_3)} + F_S e^{i(\omega t - k_1 x_1 - k_{2S} x_3)} \quad (1-56)$$

式中: $k_1 = \frac{\omega \sin \phi}{v_S}$, k_{2S} 、 k_{2P} 分别由式 (1-47)、式 (1-44)

确定。根据自由面的条件式 (1-48) 可求得反射系数:

$$\frac{F_P}{E_S} = \frac{-2v_P^2 \sin 2\phi \cos 2\phi}{v_S^2 \sin 2\theta \sin 2\phi + v_P^2 \cos 2\phi} \quad (1-57a)$$

$$\frac{F_S}{E_S} = \frac{v_S^2 \sin 2\theta \sin 2\phi - v_P^2 \cos 2\phi}{v_S^2 \sin 2\theta \sin 2\phi + v_P^2 \cos 2\phi} \quad (1-57b)$$

其中: $\sin \theta$ 和 $\sin \phi$ 需满足式 (1-49) 的 Snell 定律; $\sin 2\theta$ 和 $\cos 2\theta$ 不应被看作为普通的三角函数, 而应被看作为一种记号, 其数值由 $\sin \theta$ 和 $\cos \theta$ 确定; $\cos \theta$ 定义为

$$\cos \theta = \begin{cases} \sqrt{1 - \left(\frac{v_P}{v_S}\right)^2 \sin^2 \phi} & \sin \phi \leq \frac{v_S}{v_P} \\ -i \sqrt{\left(\frac{v_P}{v_S}\right)^2 \sin^2 \phi - 1} & \sin \phi > \frac{v_S}{v_P} \end{cases} \quad (1-58)$$

由此可见,平面SV波入射到自由地面上不仅会产生反射SV波,而且也会产生反射P波。同样,这一转换也是入射角 ϕ 和泊松比 ν 的函数(见图1-23);同时,也可能存在特定的人射角 ϕ_c 使SV波全部转换为P波。由(1-57b)可知, ϕ_c 可由式(1-59)确定:

$$v_s^2 \sin 2\theta \sin 2\phi_c - v_p^2 \cos^2 2\phi_c = 0 \quad (1-59)$$

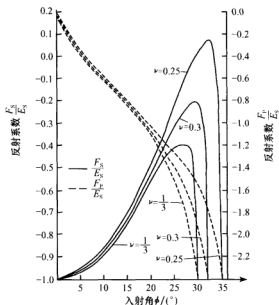


图 1-23 SV 波入射在自由面的反射系数

当入射角 ϕ 不超过某一临界角 $\phi_c = \sin^{-1} \frac{v_s}{v_p}$ 时,反射系数 $\frac{F_P}{E_S}$ 和 $\frac{F_S}{E_S}$ 都是实数,反射P波和SV波都是平面波,波形和入射SV波相同。当入射角 ϕ 超过临界角 ϕ_c 时,由式(1-58b)可知, $\cos\theta$ 为虚数,反射系数 $\frac{F_P}{E_S}$ 和 $\frac{F_S}{E_S}$ 都是复数;由Snell定律可知 $k_{1P} = k_{1S}$,由式(1-44)可得

$$k_{2P} = -i \frac{\omega}{v_s} \sqrt{\sin^2 \phi - \left(\frac{v_s}{v_p}\right)^2} \quad (1-60)$$

因此,反射P波式(1-55)转换为

$$\varphi_i = F_P e^{i(\omega t - k_1 x_1)} e^{-\frac{\omega}{v_s} \sqrt{\sin^2 \phi - \left(\frac{v_s}{v_p}\right)^2} x_3} \quad (1-61)$$

即向下衰减的右行波。由于反射系数 $\frac{F_P}{E_S}$ 和 $\frac{F_S}{E_S}$ 为复数,因此反射P波和SV波的相位与入射SV波不同,且相位的变化只与入射角 ϕ 和泊松比 ν 有关,对不同频率的入射SV波,反射P波和SV波相位的变化是相同的。因此,沿自由平面 $x_3=0$ 暂态SV入射波的波形和反射P波和SV波的波形一般不一样。

当SV波竖直向上入射($\phi=0^\circ$)自由地面时, $\frac{F_P}{E_S}=0$, $\frac{F_S}{E_S}=-1$,即只有反射SV

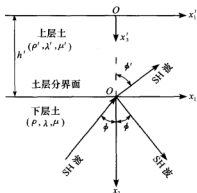


图 1-24 SH 波在介质分界面的反射和折射

波, 没有反射 P 波, 且反射 SV 波的幅值与入射 SV 波的幅值大小相等, 但相位相差 180° 。

1-5-2 地震波在介质分界面的反射和折射

1. 上、下层介质中的 SH 平面谐波

设 $x_3 = 0$ 是上、下层介质的平面分界面, 上层介质的密度和拉梅参数分别为 ρ' 、 λ' 和 μ' , 下层介质的密度和拉梅参数分别为 ρ 、 λ 和 μ 。假定 SH 平面谐波从下层介质以入射角 ϕ 向分界面入射 (见图 1-24), 上、下层介质中平面谐波的一般解为

$$u'_2 = E'_S e^{i(\omega t - k'_1 x_1 + k'_2 x_3)} \quad (1-62)$$

$$u_2 = E_S e^{i(\omega t - k_1 x_1 + k_2 x_3)} + F_S e^{i(\omega t - k_1 x_1 - k_2 x_3)} \quad (1-63)$$

式 (1-63) 中第一项为入射 SH 平面谐波, 第二项为反射 SH 平面谐波。根据上、下层介质分界面 $x_3 = 0$ 或 $x'_3 = h'$ 处位移和应力连续条件, 应有 $k_1 = k'_1$ 。

对于上层介质:

$$\tau'_{23} = i\mu' k'_2 E'_S e^{i(\omega t - k_1 x_1 + k'_2 x_3)} \quad (1-64)$$

对于下层介质:

$$\tau_{23} = i\mu k_2 [E_S e^{i(\omega t - k_1 x_1 + k_2 x_3)} - F_S e^{i(\omega t - k_1 x_1 - k_2 x_3)}] \quad (1-65)$$

定义波幅矢量和应力-位移矢量如下:

$$\mathbf{H}' = \begin{pmatrix} E'_S \\ 0 \end{pmatrix}, \quad \mathbf{S}' = \begin{pmatrix} \tau'_{23} \\ u'_2 \end{pmatrix}, \quad \mathbf{H} = \begin{pmatrix} E_S \\ F_S \end{pmatrix}, \quad \mathbf{S} = \begin{pmatrix} \tau_{23} \\ u_2 \end{pmatrix} \quad (1-66)$$

在上、下层介质分界面 $x_3 = 0$ 或 $x'_3 = h'$ 处的位移和应力连续条件为

$$\mathbf{S}'|_{x'_3=h'} = \mathbf{S}|_{x_3=0} \quad (1-67)$$

可得波幅转换关系式

$$\mathbf{H} = \mathbf{T}' \mathbf{H}' \quad (1-68)$$

式中:

$$\mathbf{T}' = \begin{bmatrix} \frac{\mu' k'_2 + k_2}{2k_2} e^{ik'_2 h'} & \frac{k_2 - \mu' k'_2}{2k_2} e^{-ik'_2 h'} \\ \frac{k_2 - \mu' k'_2}{2k_2} e^{ik'_2 h'} & \frac{\mu' k'_2 + k_2}{2k_2} e^{-ik'_2 h'} \end{bmatrix} \quad (1-69)$$

当 $k_1 = 0$ 时, 即当 SH 波只可能在 x_3 轴或 x'_3 轴方向传播时, $k_2 = \frac{\omega}{v_S}$, $k'_2 = \frac{\omega}{v_S}$, $k'_1 = k_1 =$

0, 则式 (1-69) 可写成

$$\mathbf{T}' = \begin{bmatrix} \frac{1+\alpha'}{2} e^{ik_2' h'} & \frac{1-\alpha'}{2} e^{-ik_2' h'} \\ \frac{1-\alpha'}{2} e^{ik_2' h'} & \frac{1+\alpha'}{2} e^{-ik_2' h'} \end{bmatrix} \quad (1-70)$$

式中: $\alpha' = \frac{\rho' v_s'}{\rho v_s}$, 称为波阻抗比。

将式 (1-69) 代入式 (1-68) 可得

$$\frac{F_s}{E_s} = \frac{k_2 - \frac{\mu}{\mu'} k_2'}{k_2 + \frac{\mu}{\mu'} k_2'} \quad (1-71)$$

$$\frac{E_s'}{E_s} = \frac{2k_2}{\frac{\mu}{\mu'} k_2' + k_2} \quad (1-72)$$

式中:

$$k_2' = \begin{cases} \frac{\omega}{v_s} \sqrt{\left(\frac{v_s}{v_s'}\right)^2 - \sin^2 \phi} & \frac{v_s}{v_s'} \geq \sin \phi \\ -i \frac{\omega}{v_s} \sqrt{\sin^2 \phi - \left(\frac{v_s}{v_s'}\right)^2} & \frac{v_s}{v_s'} < \sin \phi \end{cases} \quad (1-73)$$

从上述公式可以看出, 当下层介质的剪切波速 v_s 大于上层介质的剪切波速 v_s' 时, 折射波也为平面波。但是, 如果下层介质的 v_s 小于上层介质的 v_s' , 则存在一个临界入射角

$$\phi_c = \arcsin^{-1} \left(\frac{v_s}{v_s'} \right) \quad (1-74)$$

当 $\phi < \phi_c$ 时折射波仍为平面波; 而当 $\phi > \phi_c$ 时折射波退化为向上衰退的右行非均匀平面波。

当入射角 $\phi=0$ 时, 即 SH 波竖直向上入射, 由式 (1-71) 和式 (1-72) 可得

$$\frac{F_s}{E_s} = \frac{1-\alpha'}{1+\alpha'} \quad (1-75)$$

$$\frac{E_s'}{E_s} = \frac{2}{1+\alpha'} \quad (1-76)$$

2. 上、下层介质中的 P 和 SV 平面谐波

假定 P 和 SV 平面谐波从下层介质向 $x_3=0$ 的分界面入射 (上、下层介质的参数和坐标同图 1-24), 则上、下层介质平面谐波的一般解为

上层介质:

$$\varphi' = E_p e^{i(\omega t - k_{1p}' x_1 + k_{2p}' x_2)} \quad (1-77)$$

$$\psi' = E_s e^{i(\omega t - k_{1s}' x_1 + k_{2s}' x_2)} \quad (1-78)$$

下层介质:

$$\varphi = E_P e^{i(\omega t - k_{1P}x_1 + k_{2P}x_2)} + F_P e^{i(\omega t - k_{1P}x_1 - k_{2P}x_2)} \quad (1-79)$$

$$\psi = E_S e^{i(\omega t - k_{1S}x_1 + k_{2S}x_2)} + F_S e^{i(\omega t - k_{1S}x_1 - k_{2S}x_2)} \quad (1-80)$$

根据 Snell 定律, 有 $k'_{1P} = k_{1P} = k'_{1S} = k_{1S} = k_1$ 。由于在上、下层介质分界面 $x_3 = 0$ 或 $x'_3 = h'$ 处必须满足以下的位移和应力连续条件:

$$\begin{aligned} u_1 |_{x_3=0} &= u'_1 |_{x'_3=h'} \\ u_3 |_{x_3=0} &= u'_3 |_{x'_3=h'} \\ \tau_{13} |_{x_3=0} &= \tau'_{13} |_{x'_3=h'} \\ \sigma_3 |_{x_3=0} &= \sigma'_3 |_{x'_3=h'} \end{aligned} \quad (1-81)$$

定义波幅矢量和应力-位移矢量如下:

$$H' = \begin{bmatrix} E'_P \\ 0 \\ E'_S \\ 0 \end{bmatrix}, \quad S' = \begin{bmatrix} u'_1 \\ u'_3 \\ \tau'_{13} \\ \sigma'_3 \end{bmatrix}, \quad H = \begin{bmatrix} E_P \\ F_P \\ E_S \\ F_S \end{bmatrix}, \quad S = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_3 \\ \tau_{13} \\ \sigma_3 \end{bmatrix} \quad (1-82)$$

因此, 应力-位移关系可表示为

$$S = TH, \quad S' = T'H' \quad (1-83)$$

则上、下层介质分界面连续条件式 (1-81) 可写成为

$$S |_{x_3=0} = S' |_{x'_3=h'} \quad (1-84)$$

由此可得波幅转换关系式

$$H = T''H' \quad (1-85)$$

式中:

$$\begin{aligned} T'' &= T |_{x_3=0}^{-1} \cdot T' |_{x'_3=h'} \\ T |_{x_3=0} &= \begin{bmatrix} ik_1 & -ik_{2P} & ik_{2S} & -ik_{2S} \\ ik_{2P} & -ik_{2P} & ik_1 & ik_1 \\ 2\mu k_1 k_{2P} & -2\mu k_1 k_{2P} & \mu k_{33} & \mu k_{33} \\ \mu k_{33} & \mu k_{33} & -2\mu k_1 k_{2S} & 2\mu k_1 k_{2P} \end{bmatrix} \\ T' |_{x'_3=h'} &= \begin{bmatrix} ik_1 e^{ik_{2P}h'} & -ik'_{2P} e^{-ik'_{2P}h'} & ik'_{2S} e^{ik'_{2S}h'} & -ik'_{2S} e^{-ik'_{2S}h'} \\ ik'_{2P} e^{ik_{2P}h'} & -ik'_{2P} e^{-ik'_{2P}h'} & ik_1 e^{ik_{2S}h'} & ik_1 e^{-ik_{2S}h'} \\ 2\mu k_1 k'_{2P} e^{ik_{2P}h'} & -2\mu k_1 k'_{2P} e^{-ik_{2P}h'} & \mu k'_{33} e^{ik_{2S}h'} & \mu k'_{33} e^{-ik_{2S}h'} \\ \mu k'_{33} e^{ik_{2P}h'} & \mu k'_{33} e^{-ik_{2P}h'} & -2\mu k_1 k'_{2S} e^{ik_{2S}h'} & 2\mu k_1 k'_{2P} e^{-ik_{2S}h'} \end{bmatrix} \end{aligned}$$

式中: $k_{33} = k_1 - k_{2S}^2$, $k'_{33} = k'_1 - k_{2S}^{'2}$ 。

上述关系在形式上可简写为

$$E'_P = a'_{PP} E_P + a'_{PS} E_S \quad (1-86a)$$

$$E'_S = a'_{SP} E_P + a'_{SS} E_S \quad (1-86b)$$

$$F_P = a_{PP} E_P + a_{PS} E_S \quad (1-86c)$$

$$F_S = a_{SP} E_P + a_{SS} E_S \quad (1-86d)$$

由此可见, 在上、下两层介质中平面 P 和 SV 波的传播要比平面 SH 波的传播复杂

得多。当入射波只有平面 P 波时, 则有 $E_S=0$, 水平波数 k_1 可由 P 波入射角 θ 确定:

$k_1 = \frac{\omega \sin \theta}{v_P}$; 当入射波只有平面 SV 波时, 则有 $E_P=0$, 波数 k_1 可由 SV 波入射角 ϕ 确

定: $k_1 = \frac{\omega \sin \phi}{v_S}$ 。

如果平面 P 波入射角 $\theta=0$, 即竖直向上入射, 则可以证明:

折射系数

$$a'_{PP} = \frac{2}{1+\alpha} \quad (1-87)$$

反射系数

$$a_{PP} = \frac{1-\alpha}{1+\alpha} \quad (1-88)$$

式中: $\alpha = \frac{\rho' v_P'}{\rho v_P}$ 。此外, $a'_{SP} = a_{SP} = 0$, 即不发生波形的转换。

如果平面 SV 波入射角 $\phi=0$, 即竖直向上入射, 则可以证明:

折射系数

$$a'_{SS} = \frac{2}{1+\alpha'} \quad (1-89)$$

反射系数

$$a_{SS} = \frac{1-\alpha'}{1+\alpha'} \quad (1-90)$$

式中: $\alpha' = \frac{\rho' v_S'}{\rho v_S}$ 。同样, $a'_{PS} = a_{PS} = 0$, 即不发生波形的转换。可见, 平面 SV 波与 SH 波竖直向上入射的结果是完全相同的。

参考文献

- [1] 闵子群. 中国历史强震目录 (公元前 23 世纪~公元 1911 年) [M]. 北京: 地震出版社, 1995.
- [2] 李杰, 李国强. 地震工程学导论 [M]. 北京: 地震出版社, 1992.
- [3] 胡聿贤. 地震工程学 (第二版) [M]. 北京: 地震出版社, 2006.
- [4] 陈国兴. 工程结构抗震设计原理 [M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2002.
- [5] 吴世明, 等. 土动力学 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.
- [6] 徐建. 建筑振动工程手册 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [7] 廖振鹏. 工程波动理论导引 [M]. 北京: 科学出版社, 1996.

第2章 地震灾害与地震烈度

2-1 地震灾害

2-1-1 地震灾害概况

我国是一个多地震国家。7度以上的高烈度区覆盖了一半的国土,其中包括23个省会城市和三分之二的百万以上人口大城市;我国目前居住在农村的8亿人口中,有6.5亿人居住在地震高烈度区。地震是危及人民生命财产的突发性自然灾害,地震灾害造成的人员伤亡和经济损失是十分惨重的,尤其是随着经济的发展,城市化进程的加快,人口及物质财富向城市的高度集中,现代地震所造成的灾害更加巨大。

据历史记载,1556年陕西华县8 $\frac{1}{4}$ 级地震,陕西、山西、河南3省97州县遭受破坏,波及陕西、山西、河南、甘肃、宁夏、河北、山东、湖北、湖南、江苏、安徽11省130余县(一说中原、川、广、福建、甘肃、宁夏皆震),军民因压、溺、饥、疫、焚而死者不计其数,其奏报有名者83万有余,不知名者复不可数;1668年山东郯城8.5级地震,山东、江苏、浙江、安徽、江西、湖北、河南、河北、山西、辽宁、陕西、福建等省及朝鲜同时感受到地震,50多万平方公里范围内的150多个州县遭受不同程度的破坏,有感半径超过800 km;1920年甘肃与宁夏交界处的海原8.5级地震,地表断裂237 km,最大水平位移11 m,死亡23.4万余人,有感半径超过1500 km,范围超过半个中国^[1];1976年唐山7.8级地震,使24.2万余人丧生,16.4万余人重伤,直接经济损失达100亿元人民币,按当时的比价大约为50亿美元;1994年美国洛杉矶6.7级地震,死1340人,伤约1.5万人,直接经济损失达200亿美元;1995年日本阪神7.2级地震,死6432人,失踪3人,伤43792人,直接经济损失达830亿美元;1999年土耳其伊兹密特7.4级地震,死约1.7万人,伤2.64万人,直接经济损失200亿美元;1999年台湾集集7.6级地震,死2470多人,伤1.13万余人,直接经济损失118亿美元;2003年伊朗巴姆城6.3级地震,造成4万余人死亡,2万余人受伤,2万余间房屋倒塌,伊朗著名历史古迹、具有2500多年历史的巴姆古城遭到严重破坏。

据不完全统计:20世纪全世界地震死亡人数达170万人,占各类自然灾害死亡人数的54%,直接经济损失达4100亿美元,间接经济损失超过万亿美元。其中,城市地震造成的死亡人数约占61%,经济损失约占85%。同时,瞬间的巨大灾难给人们精神上带来强烈的恐惧。我国地震死亡人数占全球地震死亡人数的 $\frac{1}{2}$,20世纪后半叶以来

我国地震死亡人数占同期我国所有自然灾害死亡人数的 $\frac{1}{2}$ 。我国仅1955年以来造成严

重破坏的7级以上地震就有15次,受灾面积达20多万平方公里,伤亡人数达50万余人,倒塌房屋达880多万间,见表2-1。

表2-1 中国15次7级以上地震

序号	地震	发震时间 (年-月-日)	震级 (M)	震中烈度	受灾面积/ km ²	死亡人数/ 人	伤残人数/ 人	倒塌房屋/ 间
1	康定	1955-4-14	7.5	9	5000	84	224	636
2	乌恰	1955-4-15	7.0	9	16 000	18	—	200
3	邢台	1966-3-22	7.2	10	23 000	7938	8613	1 191 643
4	渤海	1969-7-18	7.4	—	—	9	300	15 290
5	通海	1970-1-5	7.7	10	1777	15 621	26 783	338 456
6	炉霍	1973-2-6	7.9	10	6000	2199	2743	47 100
7	永善	1974-5-11	7.1	9	2300	1641	1600	66 000
8	海城	1975-2-4	7.3	9	920	1328	4292	1 113 515
9	龙陵	1976-5-29	7.6	9	—	73	279	48 700
10	唐山	1976-7-28	7.8	11	32 000	242 769	164 851	3 219 186
11	松潘	1976-8-16	7.2	8	5000	38	34	5000
12	乌恰	1985-8-23	7.4	8	526	70	200	30 000
13	耿马	1988-11-6	7.2, 7.6	9	91 732	748	7751	2 242 800
14	丽江	1996-2-3	7.0	9	10 900	311	3706	480 000
15	集集	1999-9-21	7.6	11	—	2470	11 300	—

地震灾害是地震作用于人类社会形成的社会事件,因此地震是否成灾与成灾大小,一方面取决于地震本身的条件,另一方面取决于受灾对象的条件、人和社会状况。

从地震工程学的角度出发,地震灾害可以划分为直接震害和间接震害,直接灾害又包括地表破坏和工程结构的破坏。之所以这样分,主要是因为地表破坏引起的震害属静力作用,是由于地表破坏产生的相对位移引起的结构破坏,而工程结构震动破坏是动力作用,是由于震动产生的结构物的惯性力引起的,两者破坏原因不同;间接破坏指地震之后引起的其他次生灾害。

2-1-2 地表变形

地表变形主要表现为地面裂缝、山体滑坡、地面水平变形及竖向隆起或下沉等。这些形式的地表变形导致地面建筑物和工程设施的破坏,形成灾害。

地面裂缝主要有两类,一类是由于地震活断层的相对错动引起的地面开裂,长度可达几十到几百千米,其走向与断层一致,称为构造地裂缝,另一类是由于地震时地面的剧烈震动所产生的惯性力,使土层内产生过大拉应力而引起的地面开裂。地面裂缝会严重加重地下管道的震害,若穿过房屋会造成墙和基础的断裂或错动,严重时会造成房屋的倒塌。如,1931年新疆阿尔泰山区富蕴8级地震,地表破裂带长176 km,最大水平位移14 m;1999年土耳其伊兹米特7.4级地震中,沿地震断层走向延伸长达200多千米,在近200 m的范围内,人员伤亡率、房屋倒塌率与震中区几乎一样,而在垂直断层200 m外,这几种灾害都迅速降低;1999年台湾集集7.6级地震中分布在发震断层面上及其两侧几十米范围内的建筑物均夷为平地;2001年青海与新疆交界处昆仑山8.1

级地震所产生的地面破裂带全长 426 km, 宽数米至数百米, 最大地表同震左旋水平位移 6.4 m, 最大垂直位移为 4 m, 是近 50 年来在我国大陆发生的震级最大、地表破裂最长的地震事件。当建筑物建于活动断裂带上时, 很有可能因断层活动造成结构物破坏, 而且这种灾害是无法抗拒的。

山体滑坡塌方轻则冲毁房屋、切断道路, 重则吞没村庄、堵塞河道。如 1970 年秘鲁利马 7.7 级地震, 安第斯山高峰瓦斯卡兰北峰冰冠发生惊人的崩塌和滑坡, 泥石流 (100 m^3) 从 3700 m 高处以 320 km/h 的速度飞泻而下, 推平了山脚下一些村镇, 造成上万人死亡, 避暑胜地阿加约 2 万人中只有 400 人幸免于难。

地表变形是与地震共生的现象, 如 1976 年唐山 7.8 级地震产生了大范围、大幅度的地壳水平变形和竖向变形 (见图 2-1 和图 2-2), 地面最大水平变形超过 3 m、地面最大竖向沉降超过 1.5 m, 地面各点水平变形的大小随其与断层的距离的增大而减小, 水平变形的方向显示断层两侧地壳有明显的右旋平推错动^[2]。

砂土液化也是引起地面变形的主要原因之一。地震引起的饱和砂土振动孔隙水压力达到上覆土压力时, 松散的饱和砂土将完全丧失抗剪能力, 此时地下水就从地下喷出, 同时夹带大量泥沙, 形成所谓喷砂冒水现象。如果饱和砂土层埋深较浅, 地基的承载力就会急剧下降, 甚至完全损失, 从而导致结构物迅速下沉、倾斜, 引起严重破坏。1976 年我国的唐山地震、1999 年土耳其地震、1999 年台湾集集地震都发生了大量的喷砂冒水现象。图 2-3 是砂土液化引起地震灾害的一个实例^[3]。

软弱土层震陷是在地震时饱和软土在体积不变条件下因剪切变形所产生的沉陷。不均匀震陷会使结构物开裂、倾斜、倒塌, 如唐山地震中天津有的住宅楼的震陷达到近 40 cm。图 2-4 是望海楼住宅群的震陷情况^[4]。

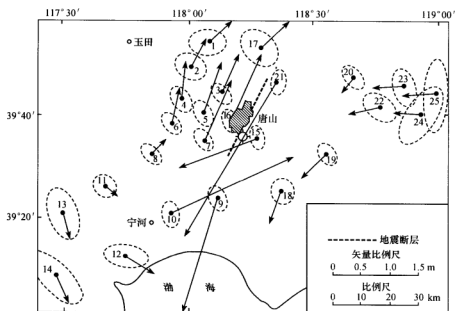
2-1-3 工程结构的破坏

强地震作用下工程结构因振动过大而引起的破坏和倒塌是造成人员伤亡和财产损失的主要原因之一。地震波引起的地面运动通过基础传到结构物, 引起结构本身的振动, 当振动引起的动应力超过结构构件的抗力时, 特别是当建筑物的自振周期与地震动周期相一致而产生共振时, 就会造成结构物的破坏。工程结构的破坏情况随结构类型和抗震措施的不同而有所差别, 主要有以下几种:

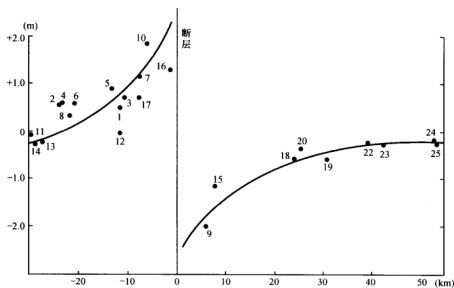
(1) 结构构件之间的连接失效而引起的破坏。房屋中的屋盖、吊车梁、预制板等构件塌落, 梁桥的桥面从桥墩上滑落, 都是由于构件之间的连接失效, 使结构物整体性丧失而引起的破坏。

(2) 构件抗力不足而产生的破坏。地震作用产生的内力超过构件本身的抗力, 使构件失效而引起工程的整体破坏, 例如墙体的开裂、崩塌, 竖向支撑构件的弯曲和剪切破坏是工程结构地震震害的常见现象。

(3) 地基失效而引发的上部结构破坏。地震造成的地基失效使上部结构产生附加应力, 引发或加剧工程结构的破坏, 导致结构物的开裂、局部崩塌、整体倾斜或整体倒塌。



(a) 地面水平变形矢量



(b) 地面水平变形在断层方向上的投影

图 2-1 唐山 7.8 级地震产生的地面水平变形矢量及在断层方向上的投影

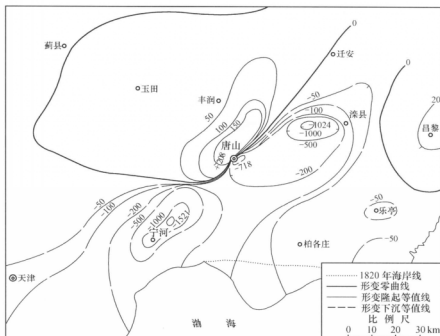
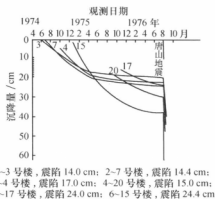


图 2-2 唐山 7.8 级地震产生的地面竖向变形 (单位: mm)



图 2-3 台湾集集地震中砂土液化的一个例子

图 2-4 望海楼住宅沉降曲线
(曲线上数字表示楼号)

2-1-4 次生灾害

地震还会引发诸如火灾、水灾、毒气泄漏、疫病蔓延、海啸与环境污染, 加剧人员伤亡与经济的损失, 习惯上称作次生灾害。例如: 地震时电器短路引燃煤气、汽油等会引发火灾; 水库大坝、江河堤岸倒塌或震裂会引起水灾; 公路、铁路、机场被地震摧毁会造成交通中断; 通讯设施、互联网络被地震破坏会造成信息灾难; 化工厂管道、贮存

设备遭到破坏会形成有毒物质泄漏、蔓延,危及人们的生命和健康;城市中与人民生活密切相关的电厂、水厂、煤气厂和各种管线被破坏会造成大面积停水、停电、停气;卫生状况的恶化还能造成疫病流行等等。地震灾害表明,尤其是在大城市,次生灾害的危害有时比地震直接灾害的危害更大。

2004年12月26日凌晨0:58:50,苏门答腊岛西北海岸以外的缅甸板块和印度板块发生移动,引发了一场里氏9.0级的地震,这是1964年3月27日以来的第二大地震,震中位于苏门答腊岛以西约160 km处。印度洋的狂躁从海底喷薄而出,一道道弧形水幕相距百十千米,地震掀起的巨大海浪在浩瀚印度洋上以高达800 km/h的速度飞快推进。目击者们都报告看到了同样的景象:海水开始冒泡,并从海岸线退却,然后变成黑色,以高达15 m的巨浪滚滚而来,狂暴地冲向陆地。这场灾害波及11个国家,在亚洲导致了二次世界大战以来蔓延最广的破坏,是全世界最严重的自然灾害之一。此次印度洋海啸遇难者总数超过29.2万人,数百万灾民急需救助,经济损失无法估量。这次印度洋海啸并不是历史上规模最大的一次,但可能是世界近200多年来死伤最惨重的海啸灾难;1908年12月28日凌晨5点,意大利墨西拿地震引发海啸,震级7.5级,在近海掀浪高达12 m的巨大海啸,海啸中死难8.2万人,这是欧洲有史以来死亡人数最多的一次灾难性地震;1960年5月21日~27日,智利沿海地区发生20世纪震级最大的震群型地震,其中最大震级8.4级,引起的海啸最大波高为25 m。海啸使智利一座城市中的一半建筑物成为瓦砾,沿岸100多座防波堤被冲毁,2000余艘船只被毁,损失5.5亿美元,造成1万人丧生。此外,海浪还以600~700 km/h的速度扫过太平洋,使日本沿海1000多所住宅被冲走,两万多亩良田被淹没,15万人无家可归;1923年9月1日11:58日本关东8.3级地震,地震将煤气管道破坏,煤气四溢,遇火即燃。由于当时日本的许多房屋是木结构的,特别容易着火,且街道窄小,消防车开不进去,再加上自来水系统被震坏,水源断绝,从而引起大火蔓延。大火差不多使日本关东地区变成了人间地狱。东京等地顿时变成一片火海。成千上万的灾民逃到了海滩,纷纷跳进大海,躲避烈火。可是,几小时后,海滩附近油库发生爆炸,10万多吨石油注入海湾。大火引燃了水面的石油,海湾瞬间变成了火海。在海水中避难的人全部被大火烧死。这次地震共死亡和失踪14.2万余人,其中约12万人是被大火烧死的,火海余生的只有2000人。此外,负伤者超过20万人。还有一些人逃到大火暂时没有殃及的海滩和港口。但地震造成的海啸掀起滔天巨浪,以750 km/h的速度扑向海港海湾沿岸,摧毁了所有船舶、港口设施和近岸房屋,卷走、打碎8000艘舰船,淹死5万多人。东京、横滨、横须贺等大小港口均告瘫痪。

许多事例说明,次生灾害也是重要的地震灾害,特别是人口稠密、经济发达的大城市,现代化程度越高,各种各样的现代化设施错综复杂,次生灾害也越来越严重。所以,大中城市和特大城市应特别重视对次生灾害的防御。

2-2 地震震级^[2,5]

地震震级是表示地震大小的量度,它与震源所释放的能量多少有关。Richter (1935)首先引入震级的概念,并提出用地震仪记录的水平向地震波最大位移的平均值

来测定地震的大小。他提出的地方（里氏）震级定义为

$$M_L = \lg B - \lg B_0 \quad (2-1)$$

式中：B——标准地震仪（周期为 0.8 s，阻尼系数为 0.8，静态放大倍数为 2800）在震中距 100 km 处记录到的两水平分量最大振幅的平均值（ μm ）；

$\lg B_0$ ——起算函数，根据当地的经验给定。

由于标准地震仪是一种短周期地震仪，对于周期 $T > 0.5$ s 的地震动，记录逐步变小，因此只适用于记录短周期的地震动分量，也就是近震。可是，人们在大部分情况下只能记录到远震，为此，Gutenberg (1939) 仿照上述定义，提出了面波震级 M_s ，其定义如下：

$$M_s = \lg A_s - \lg A_0 \quad (2-2)$$

式中： A_s ——面波最大地面位移（ μm ），取两水平分量矢量和的最大值；

$\lg A_0$ ——起算函数，用经验方法确定。

面波震级用于浅源远震。在约 2000 km 以上的震中距处，地震动最主要的波是面波，周期约为 20 s 左右，相应于瑞雷（Rayleigh）波速和洛夫（Love）波群速最小值。这一定义的优点在于这样的面波，在地球任何地方衰减大致相同，所以采用的 $\lg A_0$ 值可用于全世界。其缺点是不能用于深源地震，因为深源地震产生不了这样的面波。为此，Gutenberg (1945) 又提出了适用于深源地震的体波震级 M_b 的定义：

$$M_b = \lg \left(\frac{A_p}{T} \right)_{\max} - \bar{Q}(\Delta, h) \quad (2-3)$$

式中： A_p ——体波竖向或水平分量最大地面位移（ μm ），一般用 1 s 左右的 P 波地震动竖向分量；

T——记录中与 A_p 相应的周期（s）；

$\bar{Q}(\Delta, h)$ ——标定函数，与震中距和震源深度有关，根据经验确定。

我国规定的面波震级的计算公式为

$$M_s = \lg \frac{A_s}{T} + \sigma(\Delta) + C \quad (2-4)$$

式中：T——相应于 A_s 的周期；

$\sigma(\Delta)$ ——起算函数；

C——台站校正值。

根据我国资料，地方震级与面波震级的经验关系为

$$M_s = 1.13M_L - 1.08 \quad (2-5)$$

由此可见，地方震级 M_L 所根据的是周期为 0.1~0.5 s 的地震动，面波震级 M_s 是 3~20 s 的面波地震动，而体波震级 M_b 是 1 s 左右的体波地震动。无论采用哪种震级，其精度都不太高，由于地震波传播的差异，同一地震在不同地点确定的震级常常不同，差异常达 0.5 左右，有时甚至超过 1.0。

现有资料研究表明，大小不同的地震具有不同的频谱组成。频谱组成决定于震源的力学特性，如断层面的长度、应力降、断裂的位错时间函数等参数，不仅近场谱的大小、而且谱的形状也不相同。震级只是由某一频段内的地震动分量决定的，而与其他频

率分量无关,所以,震级不能全面代表地震的大小。当采用这样狭频带地震动分量定义的震级时,就出现了如下两个现象。第一,同一地震可以有几个震级,如一个是 M_L , 一个是 M_s , M_L 相同的地震不一定具有相同的 M_s 。换句话说,两个地震的 M_L 一样大,这不过表明这两个地震的 1 s 左右的地震动分量相等而已,而它们的几秒至几十秒的地震动分量却不一定相等。第二,对于大地震,会出现震级饱和的现象。例如,1906 年旧金山地震与 1960 年智利地震有相同的面波震级 $M_s = 8 \frac{1}{4}$,但是,前者的断裂面积仅为 $6 \times 10^3 \text{ km}^2$,断层位错 4 m; 后者的断裂面积约为 $1.5 \times 10^5 \text{ km}^2$,断层位错 20 m,前者分别为后者的 $\frac{1}{25}$ 和 $\frac{1}{5}$ 。这一现象与高频地震动饱和有关。目前,人们已经接受震级饱和的概念, M_L 、 M_s 和 M_b 都可能饱和,用高频分量来定义的震级 M_L 和 M_b 首先达到饱和,因此, Hanks 和 Kanamori (1979) 提出了一个不饱和的矩震级 M_w 的概念。他们认为按下式定义的地震矩 M_0 是表示地震能量的适当参数:

$$M_0 = E_s \frac{2\mu}{\Delta\sigma} \quad (2-6)$$

式中: E_s ——地震波辐射能量;

$\Delta\sigma$ ——应力降;

μ ——拉梅常数。

假如能用适当的方式计算出能量 E_s , 则 Gutenberg 和 Richter 的经验关系:

$$\lg E_s = 1.5M + 11.8 \quad (2-7)$$

可以用来作为一个新震级的定义。因此, Hanks 和 Kanamori 建议用地震矩 M_0 来计算能量 E_s , 将式 (2-6) 代入式 (2-7), 并采用适当的 μ 和 $\Delta\sigma$ 值, 即得矩震级 M_w :

$$M_w = \frac{2}{3} \lg M_0 - 10.7 \quad (2-8)$$

在 $M_w = 3 \sim 7$ 时, $M_w = M_L$; 在 $M_w = 5 \sim 7.5$ 时, $M_w = M_s$; 在 $M_w > 7.5$ 时, 矩震级大于 M_L 和 M_s 。

2-3 地震烈度与地震烈度表

2-3-1 地震烈度及其用途^[6~8]

地震烈度在国际上使用得非常广泛,而且很早,距今已有近 200 年历史,直到现在还在许多国家和地区继续使用。地震烈度这个名词来源于英文 Intensity。什么叫做地震烈度,人们的理解并不是很明确的。各个时期的研究者对地震烈度的含义有不同的理解,下面给出若干研究者所下的定义:

河角广 (1943): 所谓烈度就是根据人体感觉表示一定地点的地震动强度的尺度。

李善帮 (1954): 烈度是指一个地方受了地的震动影响所表现出来的强弱程度。

Richter (1958): 烈度是指一定地点的震动而言。

Медведев (1963): 在任何地点观测的地球表面振动的大小叫做地震烈度。

Steinbrugge (1970): 地震烈度是地震影响的随意尺度。

Newmark 与 Rosenblueth (1971): 烈度是地方性的地震破坏性的量度。

地震烈度从开始就是以人们的感受、器物的反应、建筑物的破坏以及地面的变化等宏观现象来描述,以宏观烈度表作为鉴别烈度高低的标准。许多人想把烈度的宏观标志和地面运动的物理量对应起来,赋予烈度一个量的概念,但结果不太理想,不同研究者给出不同的公式,所有公式的离散性都很大,烈度的定量标准是至今没有很好解决的问题。

刘恢先 (1977) 认为,烈度可以从两种不同角度来定义:一种是反映地震后果的,一种是反映地震作用的。前一种适宜于救灾工作,后一种适宜于预防工作。为了救灾,烈度应按地震破坏的轻重分级;为了预防,烈度应按地震破坏作用的大小分级。由此可见,Steinbrugge 对烈度的定义是反映地震后果的;李善帮对烈度的定义不很明确;其余几个烈度定义都是反映地震作用的。他们的意见并不一致。

我们需要什么样的烈度?回答这个问题,要看它用在什么场合。在我国地震工作中,要考虑下列几种场合:

(1) 地震发生后,需要通过烈度的分布来估计震害的分布,了解各地区的灾情;估计震中、震级、震源深度等地震参数以至震源机制的情况。

(2) 在地震预报中,需要按烈度进行地震区划,或预报一定地点可能遭遇的烈度,从而粗略地规定地震动设计参数。

(3) 在地震现场,用烈度来评价地震的强烈程度,并以烈度为背景总结震害经验,为地震工作者提供一种宏观尺度来描述地震影响的大小。

(4) 在抗震防灾工作中,以烈度作为一般建筑物和工程设施的设防标准。

总之,烈度就是对一定地点地震强烈程度的总评价,既可作为抗震防灾的标准,又可作为研究地震的工具。不言而喻,人们需要的是反映地震作用或地震破坏力大小的烈度。地震的破坏力来源于地震波能量在地面的释放,表现为地面的震动。此外,烈度是地面上一定范围内的综合现象,是地面在该范围内的总量或平均值的概念。为此,刘恢先 (1977) 定义:地震烈度是地震时一定地点的地面震动强弱程度的尺度,是指该地点范围内的平均水平而言。《欧洲地震烈度表》(1992) 认为:地震烈度是依据一定地区所观察到的影响,对地面振动强烈程度的分级。《中国地震烈度表》GB/T17742—1999 定义:地震烈度是地震引起的地面震动及其影响的强弱程度。

应当指出,烈度既然是一个平均的概念,它的高低和它所联系的地面范围的大小是密切相关的。一般来讲,如果联系的地面范围取得愈大,评出的最高烈度就愈低;反之也然。所以,评定烈度要选取一个标准大小的地面范围。这个标准应该选取多大?在农村可以以自然村为单位,在城市可以分区进行烈度的评定,但面积以不超过一平方公里为宜。

2-3-2 地震烈度表^[2,7,8]

虽然早在 1564 年欧洲就出现过具有地震烈度含意的等级划分,但是接近现在常见的地震烈度表形式的,则是在 1874 年由 Sieberg 最先提出的,中间经过许多次地震的

实践和人们反复修改,才大体定型,这种修改目前仍然有人在做。在烈度表的发展过程中,下述几个问题曾经反复考虑,相互比较,具体实践。第一,分为几个等级,如何划分。从沿革过程来看,开始提出的建议有5级、7级、9级、10级、12级和16级的,后来,除了日本的烈度表外,19世纪大都用10级划分,即从1~10度;但到20世纪,均改为12级划分,即从1~12度;其差别是将过去最高一级扩展为三个等级10、11和12度。烈度划分的关键问题在于如何才能使划分明确。长期的实践发现,对于从1~5度的低烈度,人的感觉有差别,是较好的指针;对于从6~10度的中等烈度,人已无法分辨,而结构物的破坏有明显差别,是较好的指针;当烈度高于10度时,只可依赖于地表的断层现象。第二,是否需要一个国际通用的地震烈度表。为了便于对比各大洲的地震烈度,有些学者希望制定一种国际通用的地震烈度表,1964年提出的MSK烈度表可以认为是这种努力的产物,现已通用于欧洲。但是,由于各地区的建筑结构有其传统特色,如日本木房屋和墓石较多,我国多传统的穿斗木构架结构,不少地区仍多土坯房屋,这些都是大量存在的烈度指针,弃之可惜,舍此无它,所以现在仍然存在着多种烈度表,各用于一些地区。不过除日本仍然采用从0~7度的8级划分外,其他地区所用的烈度表均采用1~12度的12级划分的表。第三,希望对各级烈度附加一个物理量的指针,从而成为一个定量的“绝对烈度表”。1888年Holden首先提出采用等效地震加速度最大值与烈度相联系,此后,日本大森房吉等人也做了相应的尝试。1952年,前苏联Медведев根据当时得到的一部分强地震加速度记录,用简单方法,给不同烈度规定了地震动的加速度、速度、位移的尺度,MSK烈度表沿用了这一结果。中国1980年修订的地震烈度表,根据独立的研究,做了相似的规定。但是,迄今为止,地震烈度都是按宏观现象评定的,评定烈度时并不考虑地震动加速度的大小。

从实际应用情况来看,由于工作需要,现有的实际等震线图都是从12级划分中的5度开始直到10度,并包括可感范围,它相当于3度左右。使用最经常的烈度是6~10度,它们大多是根据低层房屋震害评定的,正好是地震工程中最关心的烈度范围,因为更小的烈度对工程无影响,更高的烈度既少见且又超过人们可以经济地防御的范围。

现有烈度评定的精度是不高的,在极端情况下相差可达4度之多。一般说来,可以有1度之差的精度,因此,国际上的惯例是烈度只能为整数,而不出现中间等级如7.5度、8度半,或9度强、8度弱等;但是,在不少报告中,有时也出现这类描述。另外,在烈度分析中,如烈度衰减中,有时也出现这种情况。

表2-2给出最新的GB/T17742—1999《中国地震烈度表》。应用GB/T17742—1999《中国地震烈度表》时应注意以下几点:

(1) 评定烈度时,1~5度以地面上人的感觉为主;6~10度以房屋震害为主,人的感觉仅供参考;11~12度以地表现象为主。

(2) 在高楼上人的感觉要比地面上人的感觉明显,应适当降低评定值。

(3) 表中房屋为单层或数层、未经抗震设计或未加固的砖混和砖木房屋。对于质量特别差或特别好的房屋,可根据具体情况,对表中各烈度相应的震害程度和震害指数予以提高或降低。

(4) 平均震害指数可以在调查区域内用普查或随机抽查的方法确定。

表 2-2 GB/T17742—1999《中国地震烈度表》

烈度	在地面上人的感觉	房屋震害程度		其他现象	物理参量	
		震害现象	平均震害指数		峰值加速度 /(m/s ²)	峰值速度 /(m/s)
1	无感	—	—	—	—	—
2	室内个别静止人有感觉	—	—	—	—	—
3	室内少数静止人有感觉	门、窗轻微作响	—	悬挂物微动	—	—
4	室内多数人、室外少数人有感觉，少数人梦中惊醒	门、窗作响	—	悬挂物明显摆动，器皿作响	—	—
5	室内普通、室外多数人有感觉，多数人梦中惊醒	门窗、屋顶、屋架颤动作响，灰土掉落，抹灰出现微细裂缝，有檐瓦掉落，个别屋顶烟囱掉砖	—	不稳定器物摇动或翻倒	0.31 0.22~0.44	0.03 0.02~0.04
6	站立不稳，少数人惊逃户外	损坏——墙体出现裂缝，瓦掉落、少数屋顶烟囱裂缝、掉落	0~0.10	河岸和松软土出现裂缝，饱和砂层出现喷砂冒水，有的独立砖烟囱轻度裂缝	0.63 0.45~0.89	0.06 0.05~0.09
7	大多数人惊逃户外，骑自行车的人有感觉。行驶中的汽车驾乘人员有感觉	轻度破坏——局部破坏、开裂，小修或不需要修理可继续使用	0.10~0.30	河岸出现塌方；饱和砂层常见喷砂冒水，松软土地地震裂缝较多；大多数独立砖烟囱中等破坏	1.25 0.90~1.77	0.1 0.10~0.18
8	多数人摇晃颠簸，行走困难	中等破坏——结构破坏，需要修复才能使用	0.31~0.50	干硬土上有裂缝；大多数独立砖烟囱严重破坏；树梢折断；房屋破坏导致人畜伤亡	2.50 1.78~3.53	0.25 0.19~0.35
9	行动的人摔倒	严重破坏——结构严重破坏，局部倒塌，修复困难	0.51~0.70	干硬土上许多地方出现裂缝。基岩可能出现裂缝、错动；滑坡塌方常见；独立砖烟囱出现倒塌	5.00 3.54~7.07	0.50 0.36~0.71
10	骑自行车的人会摔倒，处不稳状态的人会摔出，有抛起感	大多数倒塌	0.71~0.90	山崩和地震断裂出现；基岩上拱桥破坏；大多数独立砖烟囱从根部破坏或倒毁	10.00 7.08~14.14	1.0 0.72~1.41
11	—	普遍倒塌	0.91~1.00	地震断裂延续很长；大量山崩滑坡	—	—
12	—	—	—	地面剧烈变化，山河改观	—	—

注：1. 表中数量词：个别为10%以下；少数为10%~50%，多数为50%~70%；大多数为70%~90%；普遍为90%以上。

2. 表中的震害指数是从各类房屋的震害调查和统计中得出的，反映破坏程度的数字指针，0表示无震害，1.0表示倒平。

(5) 在农村可以自然村为单位, 在城镇可以分区进行烈度的评定, 面积以 1 km^2 左右为宜。

(6) 凡有地面强震记录资料的地方, 表列物理参考量可作为综合评定烈度和制定建设工程抗震设防要求的依据。

EMS1992《欧洲地震烈度表》提出了6个依次减小的结构(建筑)物易损性等级(A~F), 如表2-3所示, A~C级分别代表“典型的”土坯房屋、砖建筑、钢筋混凝土结构, D~F级趋于代表易损性的近似线性下降, 这是由于提高了抗震设计水平的结果。虽然易损性在某种程度上很难以一种非常有用的方式进行量化, 但仍然有必要根据建筑类型来确定易损性。考虑到易损性依赖于其他因素, 如失修状况、施工质量、建筑物形状的不规则性等事实, 表2-3给出了其最可能的易损性等级及可能的范围。

表 2-3 结构(建筑)物易损性等级

结构类型		易损性等级					
		A	B	C	D	E	F
砖石工程	碎石、野外石块	○					
	土坯(土砖)	○-----					
	简单石块	└-----○					
	巨石		┌-----○-----				
	无筋砖/混凝土砌块	└-----○-----					
	有钢筋混凝土地板的无筋砖		┌-----○				
钢筋混凝土	配筋砖(有约束的砖石工程)		┌-----○-----				
	无抗震设计的钢筋混凝土	└-----○-----					
	最低标准抗震设计的钢筋混凝土		└-----○				
	中等标准抗震设计的钢筋混凝土			└-----○			
木结构	高标准抗震设计的钢筋混凝土				└-----○		
	木结构		└-----○-----				

注: ○为很可能的易损性等级; —为可能范围; ----为可能性小的范围或例外情况。

建筑物破坏级别需要一定程度的综合。EMS1992《欧洲地震烈度表》中, 破坏级别1~5代表振动强度的线性增加是理想化的。它们只能近似地做到, 并严重地受到描述破坏级别所需的标志的影响。而破坏级别是操作者容易区分的。砖砌体和钢筋混凝土建筑物破坏级别图标说明分别如表2-4和表2-5所示。

应注意结构和非结构破坏的区别, 当检查一栋受到破坏的钢筋混凝土房屋时, 非结构性的砖充填物的破坏水平, 应与房屋框架构件的结构破坏相比。

在烈度表中使用的数量术语(少数、多数、大多数)是一种重要的统计元素。把这些统计元素限制在大致的含义上是必要的。但是, 数值上定义这些术语并非易事。如果少数-多数-大多数被定义为三个连续的百分比范围(如0~20%; 20%~60%; 60%~100%), 不希望出现的结果就会产生, 即在某些考察中, 一个小的百分比的增加, 也许会超过阈值而使烈度提高1度; 宽的互相叠加的定义域(如0~35%; 15%~65%;

表 2-4 砖砌体建筑物破坏级别






	1 级	基本完好至轻微破坏（结构无损）。在个别墙上有细微裂缝；仅有小片石灰掉落；仅在非常少的情况下，发生松散石块从建筑物上部掉落
	2 级	中等破坏（轻微结构损坏，中等非结构损坏）。许多墙存在裂缝；有相当大块的表层石灰脱落；部分烟囱掉落
	3 级	显著至严重破坏（中等的结构损坏，严重的非结构损坏）。宽大裂缝在墙上到处可见；波形瓦及板岩滑落；烟囱在根部毁坏；个别非结构部件破坏
	4 级	非常严重的破坏（严重的结构损坏，非常严重的非结构破坏）。墙体严重破坏；部分结构破坏
	5 级	毁坏（非常严重的结构破坏）。全部或几乎全部倒塌

表 2-5 钢筋混凝土建筑物破坏级别

	1 级	基本完好至轻微破坏（无结构破坏）。在隔墙和框架构件上的石灰墙有细裂缝
	2 级	中等破坏（轻微的结构破坏，中等的非结构破坏）。在柱和小梁上有细裂缝；灰浆从悬挂着的墙板连接处脱落；在隔墙上有裂缝；脆性表层覆盖物和石灰成片脱落
	3 级	显著至严重破坏（中等结构破坏，严重的非结构破坏）。单个的混凝土柱和小梁上产生裂缝
	4 级	非常严重的破坏（严重的结构破坏，非常严重的非结构破坏）。建筑物框架连接处严重破坏；并伴有混凝土毁坏和加固柱推出，部分倒塌，部分柱倾斜
	5 级	毁坏（非常严重的结构破坏）。全部或几乎全部倒塌

50%~100%)会造成对一观测值(如25%)模棱两可的问题;彼此间隔较宽的定义(如0~20%;40%~60%;80%~100%)又会使得对某个值无法确定而造成类似的问题。总之,没有一个解决办法是理想的。EMS1992《欧洲地震烈度表》采用狭窄的互为叠加的定义,即定义少数-许多-多数依次为0~20%、10%~60%和50%~100%,就是试图最大限度地实现烈度表的粗略性。

EMS1992《欧洲地震烈度表》对烈度的定义包括:①代表对人的影响;②代表对物和自然的影响(不包括对建筑物的破坏,对地面和地面裂缝的影响);③代表对建筑物的破坏。一个等级的烈度可以包括较低各个烈度震动的影响,即使这些影响未被明显地指出来。各等级的烈度具体定义如下:

(1) 1度——无感。

(a) 无感,即使在非常有利的环境中;

(b) 无影响;

(c) 无破坏。

(2) 2度——几乎无感。

(a) 仅仅有极少数(小于1%)处于静止状态和在户内一种特殊易感受位置上的人感到震动;

(b) 无影响;

(c) 无破坏。

(3) 3度——轻微震动。

(a) 户内某些人感到地震,处于静止的人们感到摇晃或轻微的震动;

(b) 悬挂物体稍有摇晃;

(c) 无破坏。

(4) 4度——普遍观测到震动。

(a) 在户内许多人感到地震,户外只有很少的人感觉得到,某些人感觉摇晃、振动,但并不令人吃惊,属中等水平振动。观测者注意到建筑物、房屋、床、椅子等有轻微振动或摇晃;

(b) 瓷器、玻璃器皿、窗户和房门碰撞发出响声,悬挂物晃动,在某些情况下可见轻质家具摆动,木制品嘎嘎作响;

(c) 无破坏。

(5) 5度——强烈震动。

(a) 户内绝大多数人和户外只有很少的人感到地震,某些人惊慌跑出户外。许多睡着的人被惊醒,观测者能感到整个楼房、房间或家具在强烈地震动或摆动;

(b) 悬挂物体摇晃明显;瓷器和玻璃器皿发出强烈碰撞声,小的、顶部沉重或放置不稳的物体可能被位移或翻倒,门和窗被见得时开时关,在某些情况下,窗户玻璃破碎,液体晃动并从灌满的容器中溅出,室内动物烦躁不安;

(c) 少数建筑物产生1级破坏。

(6) 6度——轻微破坏。

(a) 户内绝大多数人和户外许多人有感,一部分人很难保持平衡,许多人惊慌失措

跑出户外；

(b) 一般稳定性的小物体倒地，家具被移动。某些时候，盆和玻璃器皿破碎，圈养的动物（即使在户外的）表现惊慌不安；

(c) 许多建筑物遭到 1 级破坏，少数建筑物的破坏达到 2 级。

(7) 7 度——破坏。

(a) 大多数居民惊慌并试图跑到户外，许多人难以站稳，特别是处于楼上的居民；

(b) 家具被移动，顶部沉重的家具翻倒。大量物品从架子上掉落，水从容器、罐和池子里溅出；

(c) 许多易损性为 B 级的建筑物和少数易损性为 C 级的建筑物遭到 2 级破坏，许多 A 级和少数 B 级建筑物的破坏达到 3 级，少数 A 级建筑物的破坏达到 4 级，建筑物上部的破坏特别引人注目。

(8) 8 度——严重破坏。

(a) 许多居民难以站稳，即使在户外也如此；

(b) 家具倾翻，电视机等物品掉地，有时墓碑产生位移、扭转或翻倒；

(c) 许多 C 级易损性的建筑物遭到 2 级破坏；许多 B 级和少数 C 级建筑物的破坏达到 3 级；许多 A 级和少数 B 级建筑物遭到 4 级破坏，少数 A 级建筑物的破坏达到 5 级；少数 D 级建筑物也达到 2 级破坏。

(9) 9 度——毁坏。

(a) 普遍感到惊慌，人们不由自主地摔倒在地；

(b) 许多界碑和柱架倒地或扭转；

(c) 许多易损性为 C 级的建筑物遭到 3 级破坏；许多 B 级和少数 C 级建筑物破坏达到 4 级；许多 A 级和少数 B 级建筑物破坏达到 5 级；许多 D 级建筑物遭到 2 级破坏，少数达到 3 级；少数 E 级建筑物也达到 2 级破坏。

(10) 10 度——严重毁坏。

(a) 许多易损性为 C 级的建筑物遭到 4 级破坏，许多 B 级和一些 C 级建筑物，与绝大多数 A 级建筑物一样，其破坏达到 5 级；

(b) 许多 D 级建筑物遭到 3 级破坏，有些破坏达到 4 级；许多 E 级建筑物的破坏为 2 级，有些遭到 3 级破坏；少数 F 级建筑物也达到 2 级破坏。

(11) 11 度——倒塌。

(a) 绝大多数易损性为 C 级的建筑物遭到 4 级破坏，绝大多数 B 级和许多 C 级建筑物的破坏为 5 级；

(b) 许多 D 级建筑物遭到 4 级破坏，少数破坏达到 5 级；许多 E 级建筑物的破坏为 3 级，少数建筑物的破坏达到 3 级。

(12) 12 度——完全倒塌。

实际上，所有地上地下的建筑物完全毁坏。

总之，现有的情况是：除日本外，全世界使用的基本上是 12 等级制的烈度表。表 2-6 为日本气象厅地震烈度表。所有的烈度表都是以宏观现象为指标的，虽然有的附加了地震加速度、速度和位移，但在烈度评定中是不用的。

表 2-6 日本气象厅地震烈度表

计测烈度 (I)	气象厅 地震烈度	地震摇晃程度		
		人的感觉	室内状况家具	木造住宅的破坏程度
0~0.4	0	无感	—	—
0.5~1.4	1	室内敏感的人有轻微摇晃感觉	—	—
1.5~2.4	2	室内多数人有感,睡着的人有个别会被惊醒	电灯等悬挂物有轻微摇晃	—
2.5~3.4	3	室内的人基本上都有感,少数人有恐惧感	碗柜里的食具发出响声	—
3.5~4.4	4	有相当多的人有恐惧感,一部分人会考虑藏身,睡着的人基本上都会被惊醒	悬挂物晃动加剧,食具发出响声,有一些放置不好的物体倒塌	—
4.5~4.9	5(弱)	多数人会考虑藏身,一部分人会感到行动困难(受惊)	悬挂物剧烈摇晃,有书架上的书和碗柜里的食具掉下,有家具移动等	抗震性差的住宅,墙壁、柱子等有破损
5.0~5.4	5(强)	感到非常恐惧,多数人感到行动困难	书架上的书和碗柜里的食具掉下很多,有电视机从电视柜上掉下。也有衣柜等倒下,有门窗因变形而打不开	抗震性差的住宅,墙壁、柱等有很严重的破损、倾斜现象
5.5~5.9	6(弱)	站立困难	没有固定的重的家具多数移动、倒塌,很多门窗打不开	抗震性差的住宅出现倒塌,抗震性好的住宅墙壁、柱出现破损
6.0~6.4	6(强)	不能站立,需要爬行才能移动	没有固定的家具基本上移动倒塌,有大门变形、脱落、飞出情况	抗震性差的住宅很多倒塌,抗震性好的住宅出现严重破损
6.5以上	7	被震的东西西歪,无法按自己的意志行动	家具普遍有大的移动,有物体飞落等现象	抗震性好的住宅出现倾斜、大的破损

注:1. 根据日本气象厅地震烈度解说资料。

2. 计测烈度(I)是地震烈度计根据计算公式 $I=2\lg a+0.94$ 自动计算获得。式中 a 是地震烈度计根据内部记录到的三维加速度(水平2震动、上下1震动)分别进行傅里叶变换、Filter处理和傅里叶逆变换等处理,获得的合成波形的绝对值 a 以上的时间合计正好达到0.3s时的值。

2-3-3 关于地震烈度的不同观点

学术界和工程界对地震烈度存在不同的看法。一种看法是烈度这个概念是很有用的。另一种看法是对宏观烈度这个概念持怀疑态度,以至否定它在工程上的意义。例如,有人认为,宏观烈度作为抗震标准非常含混,要求改进宏观烈度来达到工程使用的目的是达不到的。因而,认为宏观烈度这个概念在工程上没有什么用处,工程设计完全可以摒弃这个概念,直接采用地震动参数进行设计就可以了。实际上,这种看法没有考虑到下列问题:

(1) 历史地震资料都是宏观烈度资料,地震动参数的预测目前还不能完全脱离宏观烈度资料的验证。原因是强震观测资料不足,理论计算是建立在许多假定之上的,很难提供经得起事实实验的预测,需要有宏观烈度资料来进行验证。

(2) 地震动参数不是抗震设计的一切基础,抗震设计在很大程度上依赖于震害经

验,而一般震害经验都是以烈度资料为背景进行总结的。

(3) 烈度概念的运用与地震动参数的观测和理论计算并无矛盾,可以相辅为用,摒弃这个概念有害无益。

(4) 烈度是老百姓在抗震工作中一个便于理解的概念,而普通老百姓对地震动参数大小的含义是不容易理解的。因此,取消烈度这个概念对民间抗震是不利的。

(5) 作为地震强弱的总评价,对各项建设的规划工作和抗震防灾工作,烈度这个概念都是非常有用的。

目前,《建筑抗震设计规范》GB50011—2001 和《水工建筑抗震设计规范》GB50330—2000 均保留了烈度这个概念,烈度仍然是我国目前抗震设防的主要依据。

2-4 地震烈度的衰减规律

我国在世界上的地震历史记载最长,宏观地震破坏资料记载最详细,因此关于地震烈度的资料比较丰富,而且主要分为两类,一是等震线;二是原始地点的烈度估计资料。这两类资料是研究烈度衰减规律的基础。

四百多年前,就有人在地图上用不同颜色表示和研究一次地震影响的强弱分布。一百多年前,开始有人按烈度表对已发生的地震正式给出等震线图。有人称等震线为“同一次地震影响下破坏程度或烈度相同的各点的连线”,考虑到历史记载的详细程度所限和烈度表的定性本质,将等震线图定义为“一次地震造成的地震烈度分布图”可能更为贴切。一般情况下,地震烈度随距离的增加而递减。通常,等震线是封闭的,线内地区的地震烈度等于或高于某烈度值,线外地区的地震烈度低于此烈度值。有烈度资料的地点越多,等震线的轮廓愈明确、可靠。两条相邻等震线之间的地区在正常情况下应具有同一烈度。实际上,同一烈度区内有高于或低于正常烈度的地点,等震线按烈度的基本情况绘制。在图上应标明各资料点的实际烈度,以备使用者参考。如一烈度区内高烈度或低烈度的异常点连接成片,可勾画出高烈度或低烈度异常区。按同样方式绘制出所有不同烈度的等震线就构成了一次地震的等震线图。这是表达地震影响的最简明方式。

在地震工程研究中,烈度衰减规律描述烈度随震级或震中烈度和距离变化的关系,也就是通常所说的烈度影响场。烈度衰减及其经验公式确定的直接目的有两个:第一,应用烈度衰减经验公式进行工程场地地震烈度的预测;第二,通过一个地区地震烈度衰减关系来演绎该地区的地震动参数衰减关系。

2-4-1 震中烈度与震级关系^[2,5]

在地震震级概念尚未提出以前,人们常常用震中烈度来衡量地震的大小。事实上,震中烈度是地震大小与震源深度的函数,假如把震源看作点源,只有在震源深度保持不变时,震中烈度才与地震震级一一对应。实际的震源深度可以变化很大,可以有震源深度 10 km 左右的大地震,如我国 1975 年海城地震、1976 年唐山地震;有震源深度 5 km 左右的水库地震,如我国新丰江水库地震群;也有震源深度 300 km 左右的深源地

震,如我国吉林一带。但是,对人类生命财产影响最大而且最普遍的地震震源深度在10~30 km左右,即在一个不大的范围内变化,为此,可以认为震源深度 h 不变,从而研究震中烈度和地震震级 M 的关系。这个关系之所以重要,原因之一是人们可以用它来确定历史地震的震级。

最早研究震中烈度 I_0 和地震震级 M 关系的是美国地震学家 Gutenberg 和 Richter (1956)。他们根据美国南加州地震的研究,提出以下关系:

$$M = \frac{2}{3}I_0 + 1 \quad h \approx 16 \text{ km} \quad (2-9)$$

我国在20世纪70年代研究全国烈度区划图时,根据我国1900年以来的152次地震资料求得的关系为

$$M = 0.66I_0 + 0.98 \quad h = 15 \sim 45 \text{ km}, \sigma = 0.33 \quad (2-10)$$

而李善邦根据我国历史和早期地震资料,则得到以下关系(邓起东等,1980):

$$M = 0.58I_0 + 1.5 \quad (2-11)$$

《中国历史强震目录》(公元前23世纪~公元1911年)则采用

$$\text{大陆东部地区: } M = 0.579I_0 + 1.403 \quad (2-12a)$$

$$\text{大陆西部地区: } M = 0.605I_0 + 1.376 \quad (2-12b)$$

$$\text{台湾地区: } M = 0.507I_0 + 2.108 \quad (2-12c)$$

另一种研究地震震级 M 与震中烈度 I_0 关系的方式是把震源深度 h 作为一个参数考虑到关系式中。我国傅承仪和刘正荣求得的关系为

$$M = 0.68I_0 + 1.39\lg h - 1.4 \quad (2-13)$$

前苏联谢巴林得到的关系为

$$I_0 = 1.5M - 3.5\lg h + 3.0 \quad (2-14)$$

梅世蓉与萨瓦林斯基根据我国资料求得的关系为

$$I_0 = 1.5M - 1.2\lg h + 3.0 \quad (2-15)$$

上述三个关系只适用于浅源地震,即 $h=10\sim40$ km。

2-4-2 地震烈度的衰减关系^[5,9]

地震烈度衰减的研究几乎与人类利用现代科学技术研究地震现象同时开始。它不仅对于区域震源机制、地壳介质、区域发震构造的研究有重要的意义,而且在场地地震安全性评价、震害预测等方面有更为重要的作用。我国关于地震烈度衰减的研究可概括为:

(1) 以地理分区或构造单元分区为基础,分别进行烈度资料的统计处理,以不同分区的地震烈度衰减经验关系式反映地区的烈度衰减区域特征。

(2) 对于一个地区,尽可能多地汇集历史的和现代的地震烈度资料,进行统计平均,从而得到这一地区的地震烈度衰减公式。

(3) 实际地震烈度的分布是不规则的(见图2-5~图2-7)。通常取圆形等震线和椭圆形等震线两种类型。用椭圆形或圆形等震线代替不规则的等震线形状时,分别采用等效面积法和直观法。统计结果表明,对形状比较规则的等震线图,采用以上两种方法所得结果相近。

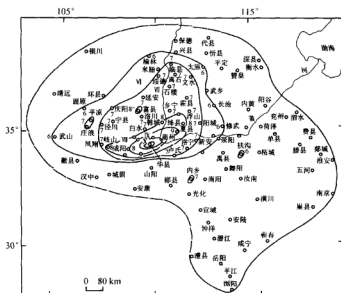


图 2-5 1556 年陕西华县 8 $\frac{1}{4}$ 级地震等震线图

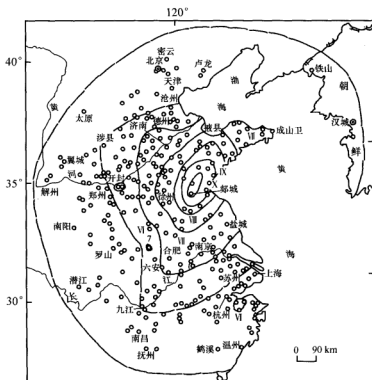


图 2-6 1668 年山东郯城 8.5 级地震等震线图

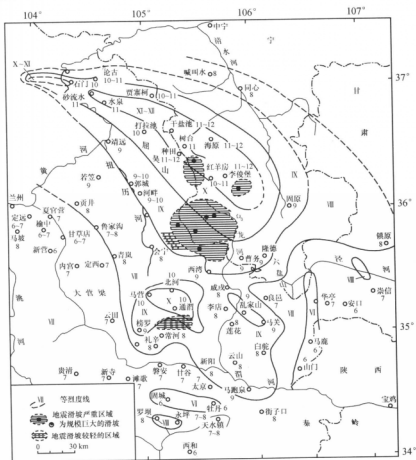


图 2-7 1920 年海原 8.5 级地震等震线图

1. 地震烈度的圆形衰减模型

大多数地震烈度衰减关系是以圆形等震线假定为基础的。这是由于烈度 I 的分布常常近似呈圆形，较小地震 ($M \leq 6.5$) 的等震线常常看不出什么方向性，只有大地震 ($M > 7.5$) 的等震线才变得窄长。因此，常常不考虑烈度的方向性而寻求一种平均的关系，即圆形等震线。

在早期的研究中，地震烈度衰减关系的形式常写为

$$I = I_0 + a - bR - c \lg(R + R_0) + \varepsilon \quad (2-16)$$

式中： a 、 b 、 c ——统计回归常数；

R_0 ——事先假定的常数；其物理意义是考虑震源体尺度的影响，使地震烈度在震中区变化缓慢；

R ——给定烈度区 I 的外包等震线按等面积换算为圆形等震线的半径；

ε ——烈度衰减关系的不确定性的随机变量。

由于近几十年来积累的大批资料都可以用震级 M 来表示地震的大小, 所以近期的地震烈度衰减关系的形式写为

$$I = a + bM - cR - d \ln(R + R_0) + \epsilon \quad (2-17)$$

式中: a 、 b 、 c 、 d ——统计回归常数。

2. 地震烈度的椭圆形衰减模型

当地震烈度分布资料比较多, 或该地区的等震线明显呈现椭圆形时, 可以考虑在长轴和短轴方向有不同的衰减。地震烈度的椭圆形衰减关系常用于中国西部, 特别是大地震, 极震区长短轴之比可达 1:10 左右。这时仍可用式 (2-17) 的基本形式, 只是要区分长、短轴方向:

$$\text{长轴方向: } I_a = a_1 + b_1 M - c_1 R_1 - d_1 \ln(R_1 + R_0) + \epsilon_1 \quad (2-18)$$

$$\text{短轴方向: } I_b = a_2 + b_2 M - c_2 R_2 - d_2 \ln(R_2 + R_0) + \epsilon_2 \quad (2-19)$$

式中: R_1 、 R_2 ——长、短轴方向场地到震源的距离。

采用上述形式要注意满足下述两个条件:

当 $R_1 = R_2 = 0$ 时,

$$I_a = I_b \quad (2-20a)$$

当 M 很小或 R_1 与 R_2 很大时,

$$I_a = I_b \quad (2-20b)$$

由于地震烈度衰减关系的离散性很大, 所以不能满足于回归平均估计值, 应该同时给出回归关系的标准差, 以便采用概率方法估计回归平均估计值的可靠性。但是, 研究者通常只给出按各个地震的等震线求得的地震烈度衰减关系的标准差, 其标准差一般为 0.4~0.7, 而不包括这一步之前绘制等震线和等震圆形、椭圆化所产生的离散, 这是不恰当的, 它低估了烈度衰减的离散性。另外, 根据等震线求得烈度衰减关系常常是一种外包线, 高于平均衰减。

地震烈度是地震的扰动引起地面多种震害现象的综合量度, 所以影响地震烈度的因素除事物本身外, 必然包括震源与传播条件这两个方面, 震中距包括在震源条件中。

2-5 地震烈度的影响因素

2-5-1 震源影响^[2]

震源是指一次地震时的应变能释放区。地震时, 震源体内突然产生断裂面, 断裂面两侧产生错位, 并从震源区以地震波的形式向外释放出巨大的能量。地震的影响有两个方面: 地表变形和地震动。

1. 震源错位引起的地基变形

地下几十、几百平方千米的断裂错位引起地表面出现水平与竖向的位错或相对位移, 位移的大小可达 1~2 m 或更大, 凡是建于其上的任何结构物只能随之变形而无法制止这种变形。因此, 跨越断层两侧的结构物常发生拉裂、变形、破坏、甚至倒塌。当断裂发生于陡坡悬崖时, 常导致大滑坡和山崩; 若结构物位于滑坡体上下, 必随滑坡坠

毁或为滑坡体所击毁、掩埋。这种震害称为地基失效引起的震害，属静力破坏效应，与地震动的强弱关系不大。

2. 震源体释放的震动能量

假若震源释能体简化为断裂面 $ABCD$ ，则地表震动能量的分布如图 2-8 所示的近似椭圆形。 (b) 图表示地下纵剖面，(a) 图表示地表面。断裂面长 L 、宽 B ，中心为 O_1 ， O_1 在地表的投影为 C_2 。 AD 为断裂面与地表面的交线。(a) 图中的曲线是等震动能量线。

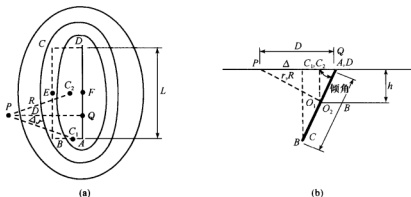


图 2-8 震源体几何位置对地表烈度的影响图

地震烈度的分布有着与等震动能量线相似的规律，如 1970 年通海地震（见图 2-9）。这是因为震源释放出的能量是影响地震烈度的主要因素。当地震很大时，断裂长度 L 可达几十甚至数百千米，这时，断裂只能从某一薄弱部位开始，整个面断裂需要几秒到

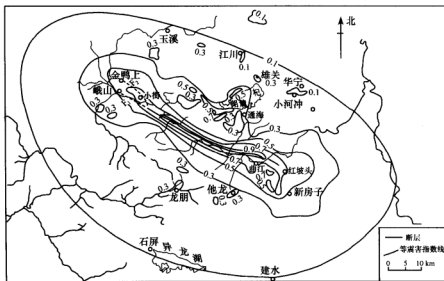


图 2-9 1970 年通海 7.7 级地震等震害线

几十秒。由于地震的剪切波速很接近断裂传播速度，地表震动能量的分布将出现多普勒效应。如图 2-10 所示，设破裂从 C_1 点开始，向 C_2 点延伸，当破裂达到 C_2 点时， C_1 点破裂所释放出来的震动能量的一部分也传播到 C_2 点，与 C_2 点破裂释放的能量叠加在一起，这就是多普勒效应。这一效应并未改变通过各点的总能量，但改变了能量在时间上的分布，即能量密度。它使断裂传播方向上的点的能量密度加大，震动持续时间缩短；使相反方向的 C_3 点的能量密度减小，震动持时加长。对于刚性、脆性的结构而言，沿断裂传播方向的震害可能加重，在相反的一端则可能减轻。宏观烈度分布有时可以发现这种现象。

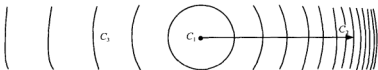


图 2-10 移动震源的多普勒效应

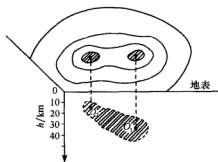


图 2-11 震源体竖向分布对地表烈度的影响

以上是在极端简化的能量释放情况下讨论的。事实上，断裂面不是一平面，面上各点释放出来的能量是不均匀的，这就是为什么会出现图 2-11 所示的烈度分布情况，这种分布可能是由于震源体空间分布的特殊情况引起的。如图，阴影面积表示震源释能体在一个竖向剖面中的分布，一个较深的大释能体 O_1 和一个近地表的小释能体 O_2 。大释能体 O_1 产生了右边那个极震区，小释能体 O_2 产生了左边那个极震区。随着震中距的加大，局部影响将减小，烈度分布将逐步过渡到以 O_1 和 O_2 的共同中心为点源的圆形等震线。

2-5-2 场地条件的影响^[2,4]

场地条件一般指局部地质条件，如近地表几十米至几百米内的地基土壤、地下水位等工程地质情况、地形及断层破碎带等。国内外震害经验一致表明场地条件是震害或地震烈度的主要影响因素，且早在 1906 年旧金山大地震中人们已认识到这种影响。第一个系统提出场地条件对地震烈度的影响，而且后来又为规范所引用的是前苏联的默德韦杰夫，第二位是日本的金井清，我国考虑场地条件对反应谱的影响早于美国、前苏联和日本。

1. 场地土壤的影响

场地土壤对震害的影响在场地条件中占首要地位，几乎每次大地震都可以看到这种影响的事例。如果把场地土分为三类：坚硬的岩石、硬至中硬的土层、松散软弱地基，则这三类地基的特性迥然不同，从抗震角度看，至少有两点不同：一是它们的刚度不同或阻抗 ρv_s 不同，其中 ρ 为土壤的质量密度， v_s 为剪切波速；因此，地震波在其中传播的情况也不同，刚度大则传播速度快而衰减小；二是它们的动力强度不同，在地震波动作用下，基岩强度很高，一般不破坏；相反，松散软弱地基则很容易产生地基失效。因

此,不同的层厚或不同几何形状的地基,就会具有不同的动力特性,从而影响到在其中传播的地震波的特性,进而影响到震害或地震烈度。

同一地震烈度区内较周围地区破坏程度明显严重或轻微的地区称为高烈度异常区或低烈度异常区。在同一地震烈度区内破坏程度明显异常的地区(烈度异常区)是受局部构造、地壳介质及浅层地基条件等多种因素控制的。一般规律是基岩地基上的地震烈度较低,软弱松散地基上的地震烈度较高。

1976年唐山7.8级地震的地震烈度分布如图2-12所示。唐山大地震高烈度异常区有宁河、天津、塘沽、乐亭、秦皇岛等地;低烈度异常区主要是玉田地区。宁河Ⅷ度异常区面积约300 km²。宁河临近渤海,地下水位高,又有古海岸、古河流的松散砂层堆积。地震时由于砂土地基液化出现大面积沉陷、地裂缝和喷水冒砂现象,加重了次生破坏。玉田Ⅵ度异常区面积约300 km²。

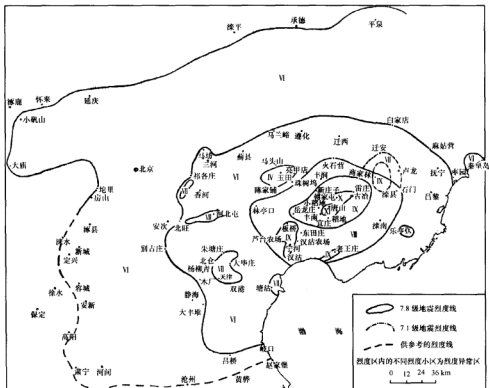


图 2-12 1976 年唐山 7.8 级地震的烈度分布

根据工程地质勘察资料,该区恰好位于一个基岩较浅的隆起区(见图2-13)。值得注意的是,1679年河北平谷8级地震时,玉田是Ⅷ度区中的Ⅶ度异常区(见图2-14),两次大地震中玉田均为低烈度异常区,这个事实绝非巧合。可以推测,地基条件是震害的主要影响因素。

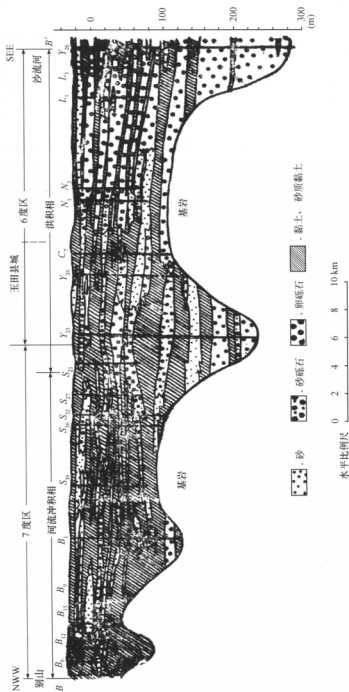


图 2-13 玉田县别山 - 沙流河第四纪地质剖面

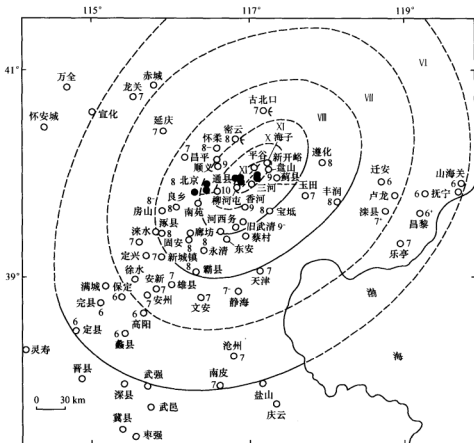


图 2-14 1679 年河北平谷 8 级地震的烈度分布 (图中数字为烈度值)

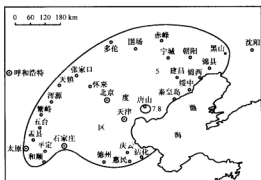
2. 地质构造对地震烈度的影响

从工程观点看,地震断层可以分为两种。一种是发震断层,即由其破裂才引起地震,也就是说,地震时它释放出了能量,发震断层一般在极震区内;另一种是非发震断层,地震中它并未释放能量。

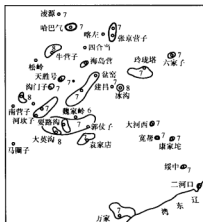
发震断层对烈度分布的影响很大,因为它释放出巨大的能量,以地震波形式向外扩散,从而造成破坏。发震断层的另一影响是由断层位错引起的地基失效造成的各种破坏,如滑坡,这仅限于断层区内的局部地区。这些影响是被公认的。

1976 年唐山 7.8 级地震中,宁河为Ⅷ度区中的Ⅸ度异常区(见图 2-12),除了地基条件外,可能还与地质构造有关。宁河高烈度异常区在构造上位于黄骅凹陷内,第四纪沉积物较厚,断层比较发育,有北西向宁河、宝坻新构造断裂通过。又如,在这次地震中,离唐山地震震中 200 km 的辽宁西部山区的朝阳、锦州两地近 40 000 km² 范围内,震害明显加重,地表出现裂缝、喷砂冒水、崩塌等现象,构成了在 5 度区内的 6~7 度、

个别地方达 8 度的高烈度异常区（见图 2-15）。在整个地区内，烈度异常区呈罗棋布，呈条带分布，具有一定的方向性。异常区长轴多为东北和北西方向，主要分布在长约 140 km、宽约 60~70 km 的北西向条带上。沿建昌盆地、大凌河谷又有 20~30 km 的东北向条带，断续延伸百余千米。



(a) 唐山地震 5 度范围



(b) 辽宁西部的烈度异常分布

图 2-15 1976 年唐山 7.8 级地震 5 度范围和辽宁西部的烈度异常分布

对照辽西地区烈度异常分布图、震害特征和地质条件，发现烈度异常主要出现于河谷阶地和沟谷中，而且多处 在盆地边缘和不同时代地层的交界带以及发育的断裂破碎带上。例如，要路沟 7 度异常区（见图 2-16）呈东西向展布，位于大凌河谷的建昌盆地西南边缘、震旦系侏罗系地层的交界带上，这里北西、东西、东北向断裂发育，组成近东西向的断裂破碎带。由于辽西地区被夹在郯城—营口断裂带和北票—张家口断裂带之

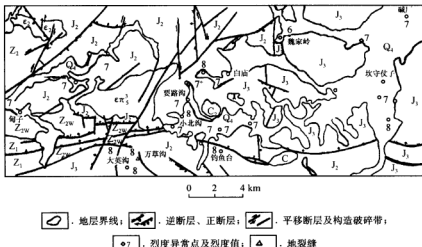


图 2-16 1976 年唐山 7.8 级地震辽宁西部要路沟地质构造与烈度异常图

间,处于辽西断褶束上,又受区内松岭—柏仗子断裂和六家子断裂围限,形成了一个菱形块体。可见,辽西高烈度异常现象的发生与这个地区的特定的地质构造有关。

通过对大量震害的调查分析表明,非发震断层并不一定影响地震烈度,而且这个论断还可以从下述推理来说明。在一次地震的强震区内,非发震断层是常见的,不少还是深大断裂。假若非发震断层会加重震害,则在每次地震中,除了震害在发震断层方向呈条带状或长形分布外,还应该有许多沿非发震断层的条带状的高震害或高烈度异常。但是,这种现象很少见。

3. 局部地形的影响

国内外宏观震害表明,在孤立突出的小山包、小山梁上的房屋震害一般较重。如1974年云南的永善—大关7.1级地震中,在瓦窑坪至回龙湾的8度异常区是由一组位于孤立突出的小土包顶部或陡坡上村庄的高烈度引起的,与断层无关,如图2-17所示,图中箭头为地形由高向低的表示,阴影方块为房屋。

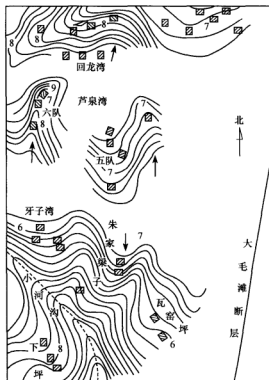


图 2-17 1974 年云南永善—大关 7.1 级地震异常区地形与烈度分布

2-5-3 影响地震烈度的其他因素

距离的影响在烈度衰减规律中已经包含,不再论述。方位对烈度的影响与传播途径

有关。所谓方位影响指的是在断裂端部附近,等震线会出现偏于一侧或两侧的尖端形。关于产生这种现象的原因研究较少。

除了震源、传播途径和场地条件对烈度的影响外,在强震现场还发现一些烈度异常区,可能是由其他因素引起,被提到最多的是地震波的辐射干涉。地壳中存在着各种界面(如地壳下的莫霍面和山脚下常常出现的基岩与覆盖土层倾斜界面或其他界面),地震波在界面上会产生反射、折射,还会产生出新的地震波型,这些不同的波在地表处综合到一起而施加于结构物的基础上,它们会产生各种辐射干涉,或者互相抵消,或者互相加强,从而加剧或减轻震害。如1966年邢台7.2级地震中距震中约90 km的地区,出现一个高烈度异常区,研究者们认为这一异常的主要原因是地震波经莫霍界面反射到地表而在这一距离范围内形成聚焦所致。

2-6 地基基础的震害机理

2-6-1 天然地基浅基础震害机理^[10]

强地震对房屋、码头、桥梁、土堤坝等建(构)筑物的破坏是非常严重的,其作用也是相当复杂的,但是现阶段的理论分析尚难全面说明破坏的过程,现场原型试验也只是测量结构物的动力特性,而振动台上大比例模型试验因土的重度不能满足相似率而无法定量地推断原型结果,在地面和结构上设置的仪器短期内未必能得到期望的强地震观测资料。因此,考察并总结地震现场经验就成为工程抗震研究的重要手段之一。地震现场考察除了给人以直观的印象外,还能给人以新的启迪。1964年日本新潟(Niigata)地震现场一幢普通住宅慢慢地倾倒在地面上而结构本身未破坏,以致产生了“地基失效”的概念。

通过地震现场考察注意到土层条件对震害和地震动有着重要影响。20世纪60年代初,中国科学院工程力学研究所(现中国地震局工程力学研究所)就明确提出应区分振动效应和地基失效两种影响;地基失效引起的震害不能用提高设计烈度的方法处理^[11]。早就认识到,砂土液化和振动引起的不均匀变形是地基承载力的降低或丧失的主要原因之一^[12],但对于软黏性土,由于地震作用产生大的附加变形而引起的严重震害,则在唐山大地震后才引起人们的重视。

由于经济、工期短、不要求特殊的施工机械等优点,天然地基浅基础是普遍采用的地基基础型式。从20世纪60年代以来,我国发生了一系列的大地震,在地震区内有大量的天然地基浅基础建筑物受到地震作用,在地基基础方面积累了不少有益的震害经验。在各次地震的调查报告上都有天然地基浅基础的震害事例报道。因此,全面系统地总结这些经验,明确它们的适用范围,提出进一步研究的课题,对于抗震设计和研究是非常有益的。

我国在1962~1970年期间的8次地震中,确实查明地基发生震害的仅45例^[3]。尽管还可能有些地基基础震害实例被遗漏,但与大量上部结构震害实例相比,地基基础发生震害的数量是很少的。1975年海城7.3级地震后,冶金工业部所属单位调查了软弱

场地上的工业建筑震害 39 例,其中有地基基础震害的仅 4 例;1976 年唐山 7.8 级地震后,中国科学院工程力学研究所等单位调查了 7~11 度区的中软至软弱场地上各类房屋的震害 224 例,但有明确地基基础震害的仅 7 例;机械工业部所属单位调查了软弱场地上的单层厂房震害 52 例,其中与地基震害有关的仅 3 例。这些震害调查结果表明,对于一般低层工业与民用建筑,当地基承载力有中等或中等以上水平时,一般情况下地基基础不易产生震害;只要静力设计合理,就具有足够的抗震能力。这可能是由于不少天然地基在静力作用下有较大的安全储备,并且在建筑物自重的长期作用下地基承载力有所增加,一般的天然地基在地震作用下的承载力还有所提高。发生震害的地基绝大部分是饱和松散砂土或粉土地基、严重不均匀地基和软黏性土地基。值得注意的是地基基础震害所占比例虽小,但很难修复,应予以足够的重视。

1. 液化土层上天然地基浅基础震害

砂性土液化会导致地基发生震害,轻则使地基部分丧失承载力和产生不均匀沉降,导致房屋裂缝或倾斜;重则使地基和边坡滑移,房屋倾倒。唐山地震时,芦台镇距震中 48 km,由于粉土液化,震害严重,为 8 度区内的 9 度异常。其中,农机厂、生产资料仓库等地附近建筑物毁坏严重,大部分只能拆除重建。又如,唐山地震时距震中约 120 km 的北京通县西集地区,在王庄一带发生严重的砂土液化,喷砂冒水点大而稀,喷水高达 3~4 m,农村平房严重下沉、倾斜或倒塌,为 7 度区内的 8 度异常。周锡元和王广军等^[13]根据统计给出了大量 7~11 度区砂土液化引起建筑物震害的实例,统计结果表明在烈度 7 度的地震作用下,饱和砂土或粉土地基就有可能发生严重震害。

应当注意到砂土液化的另一种可能影响,即当液化土层埋置比较深,而其上覆土层又比较坚硬,可以承受上部结构荷重而不致产生不均匀沉降时,由于液化土层不能传播地震波中 S 波的全过程,从而减小土层的水平震动,起到一定的隔震作用,减轻上部结构的震害。但这是一种推断,由于地震作用的复杂性,例如自下而上传播的 S 波,一般是在强震传递以后才导致砂层液化;另外,地震波中表面波还不过深液化层。因此,即使有些减震作用,目前的认识水平亦难做出定量的评估,在现时的抗震设计中尚不能考虑这种有利的影响。

上述震害资料说明,液化所造成的危害不仅受到砂的密度、地震动水平的影响,还要受到砂层的埋深和厚度、静荷载作用水平,以及建筑物和基础类型等因素的影响。因此,从工程抗震防灾而言,应着重研究砂土地基液化对建筑物的危害程度。

2. 不均匀地基上天然地基浅基础震害

不均匀地基是由岩性、成因或状态不同的土层构成的地基。表 2-7 为 1970 年前 8 次地震的震害统计结果^[12]。资料表明不均匀地基震害绝大多数发生在严重不均匀地基上。第一种严重不均匀地基为半挖半填地基,其震害多是以填土沿其下基岩面滑移的形式发生,1965 年四川自贡 4.6 级地震时一些地基就发生了这种形式的震害,甚至在烈度 7 度情况下就导致住宅严重破坏。第二种严重不均匀地基为故旧河、湖、沟、坑边缘的地基,其震害为边缘附近软硬明显不同的两部分地基的过大差异沉降导

致上部结构产生裂缝。文献 [10] 给出了 1988 年云南澜沧—耿马 7.6 级地震一些半挖半填地震害实例, 再次表明一部分为基岩一部分为填土的严重不均匀地基, 在烈度 6 度、7 度地震作用下就可能因填土部分的沉降或滑移而引起比较严重的地基基础震害。应当承认, 这类半挖半填的严重不均匀地基的抗震设计和研究还没有受到足够的重视。这类地基在地震时的稳定性和变形研究对于山区建筑物的地基基础抗震设计具有特别重要的意义。

表 2-7 1970 年前国内 8 次强地震中不均匀地基的震害统计

地震烈度	严重不均匀地基												一般不均匀地基		
	山区平整场地形成的, 一部分为基岩, 一部分为填土	埋藏的河湖沟坑边缘, 在河湖沟坑中的土质													
		松散填土			软黏土			饱和砂土							
		轻	中	重	轻	中	重	轻	中	重	轻	中	重		
6	—	—	1	2	—	—	—	1	—	—	—	—	1	—	—
7	1	1	3	2	2	—	—	—	—	—	—	1	—	—	—
8	—	—	1	—	—	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9	—	—	—	—	—	1	—	—	—	—	—	—	1	—	—
总数	1	1	5	4	2	2	—	1	—	—	—	1	2	—	—
	7			8			1			1			2		

3. 软黏性土层上天然地基浅基础震害

根据 1976 年唐山 7.8 级地震引起的天津地区软土地基上建筑物地震附加沉降的实测资料: 位于 8 度地震区的新港望海楼住宅群, 建造在很厚的软土地基上, 其中 16 栋为三层, 10 栋为四层, 片筏基础, 埋深 0.6 m, 地基允许承载力为 30~40 kPa (实际采用 57 kPa), 1974 年建成。三层住宅震后总沉降量为 25.3~54.0 cm, 其中震前震后沉降差 (地震附加沉降) 为 14.1~20.3 cm; 震前倾斜 3‰~10‰, 震后倾斜 3‰~6‰。四层住宅震后总沉降量为 28.8~85.2 cm, 其中地震附加沉降为 14.6~32.5 cm; 震前倾斜 0.7‰~19.8‰, 震后倾斜 0.7‰~45.1‰, 该住宅群沉降曲线如图 2-4 所示; 位于 7 度地震区的建港住宅群 4#、7#、8#、10#、12#、14# 和塘沽七中教学楼, 均为三层砖混结构, 钢筋混凝土条形基础, 埋深 1.1 m, 局部设有砂垫层, 地基设计承载力 50 kPa。震前沉降量已达 35.0~43.0 cm, 地震附加沉降为 4.0~15.0 cm, 平均 7.8 cm。作为比较, 1969 年渤海 7.4 级地震时新港区为 6 度地震区, 地基的地震附加沉降不大。表 2-8 为软土震陷引起房屋震害的一些实例。

不同烈度地区建筑物地震附加沉降资料说明, 在地震作用下软土地基孔隙水压力升高, 变形模量降低, 土体发生软化, 抗剪强度降低; 震前在软土地基中如已存在局部塑性区, 地震作用将使土体中的塑性区进一步开展, 塑性变形加剧^[10]。因此, 软土地基的地震附加沉降是一种剪切塑性破坏, 并非再固结变形。这种软化效应使软土地基在地震时产生可观的附加沉降。

上述震害资料表明, 地震附加沉降量大小与地震烈度、基底附加压力、地基承载力 and 基础型式等因素有关。只发现在 8 度或 8 度以上烈度地震作用下, 基底压力接近或超

表 2-8 软土震陷引起的房屋震害

序 号	建筑物名称	结构情况	烈 度	场地类别	震害现象
1	天津轴承厂钢球车间	单层厂房, 混合结构	7~8	Ⅲ	外墙与中柱可能有不均匀沉降, 地基允许承载力 100 kPa, 6 m 以下为淤泥。
2	塘沽海洋研究所办公楼	四层, 筏基	8	Ⅲ	震后均匀沉降约 30 cm, 地基允许承载力 60 kPa
3	塘沽天津化工建设公司主楼	三层	8	Ⅲ	最大沉降量超过 20 cm
4	塘沽天津碱厂压缩机房	单层	8	Ⅲ	最大沉降量超过 26 cm
5	汉沽天津化工厂碳根车间	单层	9	Ⅲ	地基不均匀沉降, 使墙体产生 7 cm 宽的裂缝
6	汉沽天津化工厂办公楼	三层砖房	9	Ⅲ	房屋沉降 30 cm 左右
7	汉沽天津化工厂 DDT 车间	二层, 筏基	9	Ⅲ	与打桩部分基础的沉降差达 40 cm
8	塘沽盐场第一化工厂溴素楼	多层, 筏基	9	Ⅲ	震后均匀沉降 60 cm, 上部结构完好

注: 表中场地类别是按 TJ11—78 规范中的分类标准划分的。

过地基设计承载力时, 一般的工业与民用建筑才会产生显著的地震附加沉降, 引起中等以上程度的震害。一般地说, 筏基建筑物的地震附加沉降比条基建筑物的大; 基底压力越大 (相对地基承载力而言), 地震附加沉降也越大。王忆和张克绪^[14]、陈国兴和李方明等^[15]进行的数值分析也说明了这一点。

4. 天然地基浅基础震害机理分析

震害经验表明, 一般天然地基上的工业与民用建筑的震害, 大多数是由于上部结构在地震惯性力作用下产生的, 这时上部结构的联结部位、削弱和突变部位是薄弱环节, 相应的抗震措施是采用各种手段加固薄弱环节。在液化地基、不均匀地基和软弱地基上的一般工业与民用建筑的震害, 大多数是由于地基承载力的降低或丧失, 产生大的变形或滑移, 导致上部结构裂缝、倾斜甚至倾倒。因此, 应该把房屋、构筑物和其他结构的震害按破坏机理区分为振动破坏和地基失效。对于地基失效引起的震害, 靠提高烈度、加固上部结构的强度和刚度是无效的或极浪费的, 有效的途径应是进行详细勘察, 尽可能回避采用容易失效的地基。当无法避开时应采取各种措施加固地基。

今后, 天然地基浅基础仍然是多层工业与民用建筑普遍采用的基础型式。因此, 天然地基浅基础抗震分析的重点仍应放在含饱和砂土、粉土地基, 不均匀地基和软弱土地基上。比较而言, 在这三种易发生震害的地基中, 半挖半填的严重不均匀地基的抗震性能似乎更差, 在烈度 6 度、7 度地震作用下就可能发生严重震害, 对于这种地基的抗震设计和研究, 应予以更多的关注。其次, 含饱和砂土、粉土地基抗震性能也较差, 在烈度 7 度的地震作用下就可能发生严重震害。由于地面下某一砂层的液化并不一定引起地面上建筑物的震害, 其危害性取决于液化砂层的埋深、液化区的厚度和分布, 以及建筑物的特性, 因此, 液化分析不是一个只与场地有关的液化判别问题, 还应包括液化对建筑物的危害等级分析, 即液化危害性分析, 进一步深入研究液化危害性的分析方法

是十分必要的。软黏性土地基发生严重震害所要求的地震烈度可能要高一些,已有的经验表明,在烈度 7 度的地震作用下一般只产生轻微的震害。现在一般认为在烈度 8 度或 8 度以上地震作用下,淤泥和淤泥质土及孔隙比大于 1.0、液性指数大于 1.0、处于流塑状态的其他黏性土为可能产生相当大的地震附加变形的土类。在烈度 9 度地震作用下,液性指数大于 0.90、处于软塑状态的软黏性土也有可能产生较大的地震附加变形。因而,应着重研究软黏性土地震附加变形的分析方法。

上述地基震害经验,主要是根据 1~3 层的住宅房屋的震害实例总结出来的,在此特别强调“天然地基浅基础”,其地基基础的特点是采用天然地基,埋置较浅,基础型式多为条形基础,荷载较小。这些经验对于近期修建的高层建筑是否适用还是一个值得考虑的问题。高层建筑的荷载很大,一般都有 1~2 层地下室,多采用筏基和桩基。至 20 世纪 90 年代中期,我国已建成的高层住宅超过 6000 幢,尚未受到大地震的考验,上部结构的抗震性能尚不甚了解,对地基能否失效也是心中无数。目前的情况是一方面对高层建筑的抗震性能不放心;另一方面又在未进行研究的情况下照样大量修建。很明显,等待地震后再修建高楼是建设所不容许的。目前应进行的工作至少可对已建成的典型高层建筑,考虑土-结构的相互作用和土的动力非线性性能,输入有代表性的地震波,验算结构物的不均匀沉降和倾斜,并与静力条件下允许的不均匀沉降和倾斜对比,推断地基能否失效。

2-6-2 桩基震害机理^[16,17]

桩基既能提高地基的承载力,又是预防地基失效的重要抗震措施。桩基的静力设计方法在各国有关规范中都有规定,其方法在很大程度上以工程经验为依据。目前,桩基的抗震设计还没形成一套有根据的方法。为了使桩基抗震设计建立在可靠的基础上,除了研究桩在地震动作用下的分析方法外,总结桩基的宏观震害性状也是一项很有意义的基础工作。应指出,与建筑物上部结构震害相比,关于桩基震害的报道相对较少。这一事实说明,桩基震害可能是少的,也可能是由于桩基埋藏于地下,震害不易被发现。在国内,1975 年海城 7.3 级地震和 1976 年唐山 7.8 级地震中一些建筑物桩基产生了震害。

本研究以海城地震和唐山地震中桩基震害为背景材料,总结桩基的震害性状和抗震性能,从宏观上揭示桩基的震害机制。震害表明,由于场地条件及桩基本身在结构上的不同,各类工程中桩基的抗震性能也有较大差异,其破坏形态、程度也有所区别。为此,下面分别就建筑工程、桥梁工程和码头工程中桩基震害资料来说明桩基的抗震性能和震害机制。

1. 建筑工程中的桩基震害

建筑工程中的桩基抗震性能良好,具体表现在以下几个方面:

(1) 平坦的非液化土地基中桩基震害少。唐山地震后,曾调查了天津地区 102 项桩基建筑工程的震害状况。除个别在设计时按 7 度地震设防外,这类建筑绝大部分未考虑抗震设防。唐山地震时,天津地区为 8 度区。在这 102 项工程中,上部结构产生震害的

仅7座,远较天津地区天然地基浅基础上同类结构的震害少且轻;桩基发生震害的仅有3座,而这3座建筑物中有2座在地震时刚完成了桩基础,且位于有震陷的软土地基上。

(2) 软黏性土或液化土地基中,设有桩基的建筑物地震附加沉降小,震害轻。刘惠珊等曾汇集了25座液化土地基中桩基建筑物的情况。虽然设计时大多数桩基未考虑抗震设防,但在7~9度地震动水平下大多数桩基沉降不大,上部结构损坏轻微,有明显震害的仅5例。表2-9给出了唐山地震后天津地区5个典型工程的地震附加沉降值。由此可见,地震附加沉降不大于10 mm。

表 2-9 唐山地震后天津地区 5 个典型工程的地震附加沉降值

工程名称	工程情况	震前沉降/mm	地震附加沉降/mm
天津宾馆	八层框架, 14 m 长预制桩	4	1
天津人民食品厂	五层内框架, 14 m 长预制桩	35	8
天津东门里第二中学	五层砖房, 12 m 长预制桩	10	1.8
天津石化总厂塔型结构	钻孔灌注桩, 桩径 $\phi 600$ mm, 桩长 24 m, 上部 1/3 配 $\phi 16$ mm 钢筋	—	4~6
天津石化总厂炼油装置群	钻孔灌注桩, 桩径 $\phi 600$ mm, 桩长 15 m、18 m 和 24 m 三种, 1975 年竣工	5	0.4

(3) 在同一场地, 桩基建筑物的地震附加沉降小, 震害轻。唐山地震时, 天津化工厂的地震附加沉降形成了明显的对比。该厂 DDT 车间为由新旧两部分组成的五层框架结构。旧厂房采用 12 m 长木桩, 新厂房采用筏基, 新旧厂房间设有沉降缝。唐山地震后在沉降缝两侧相对沉降达 30 cm, 并且略向旧厂房一侧倾斜, 明显看出筏基部分沉降大。

应该指出, 在水平场地、倾斜或近岸边场地情况下, 均有建筑工程桩基破坏的情况。塘沽散装糖成品库桩基震害就是水平场地情况下的一个典型例子。库房由 2 跨组成, 跨距 24 m, 柱距 6 m。柱基为两根三角形的钢筋混凝土预制桩, 桩长 18 m。施工时部分桩未达到设计标高就折断。在断桩情况下, 在断桩的两侧分别补打一根长 9 m 的桩。地震时, 上部结构尚未施工, 桩基承台和基础已施工完毕, 回填土未回填。地震使得桩基承台产生较大的侧移, 最大达 28.5 cm, 桩基均向补桩一侧倾斜, 最大相对倾斜达 22 cm。经研究, 系补桩长度不足, 其下约 3 m 处土层液化所致。

天津新港海洋石油研究所轮机车间桩基震害则是岸边场地情况下的一个例子。该车间由 3 跨组成, 边跨 2.1 m, 中跨 2.4 m, 柱距 6.0 m (见图 2-18)。车间建在长 120 m 宽 66 m 的两边临海的狭长新吹填地带, 北距港池约 100 m, 东距船坞坑约 50 m。桩基分四桩承台和两桩承台两种, 桩长为 26.5 m, 钢筋混凝土预制桩断面为 500×500 mm², 钻孔灌注桩桩径 680 mm。唐山地震时北边约 3/4 的承台已施工完毕, 其余正在施工。震后承台向东北方向侧移, 靠北边的一排承台向北位移动 45~105 cm, 向东位移动 68~160 cm。开挖 4 m 发现, 桩的震害程度不等, 严重者从桩顶到开挖深度均有贯穿环形裂缝。桩破坏的原因是由于土体向东北方向发生了滑移。

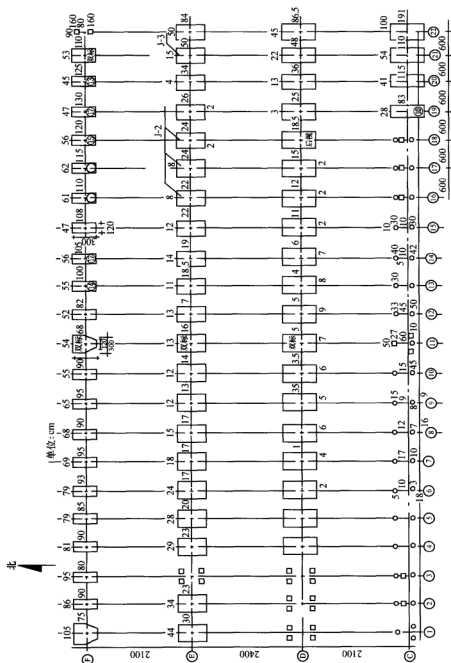


图 2-18 天津新港海洋石油研究所轮机车间桩基承台永久位移

2. 桥梁工程中的桩基震害

与建筑工程中的桩基相比,桥梁工程中桩基震害较普遍且较严重,尤其是在河流中下游的桥梁桩基。1975年海城7.3级地震和1976年唐山7.8级地震时许多桥梁震害就是由于桩基损坏引起的。

根据唐山地震时公路梁式桥桩基震害资料,7~11度地震区89座大、中型钢筋混凝土梁式桥震害统计情况如表2-10所示。烈度为10度时震害不严重或完好的5座桥梁,其桥墩台桩基支承于密实砂卵石或坚硬黏土层。由此可见,地基土层条件差,烈度越高,桥梁及其桩基震害越普遍、越严重。

表 2-10 唐山地震梁式桥桩基震害情况

震害程度 烈度	倒塌	严重破坏	中等破坏	轻微破坏	基本完好或完好	总 数
11	1	1	0	0	0	2
10	3	4	1	2	2	12
9	8	1	0	0	0	9
8	3	4	12	3	1	23
7	0	2	12	13	16	43

表2-11给出了唐山地震中倒塌或严重破坏的27座公路梁式桥桩基的有关资料和震害原因简要分析,结合海城地震桩基梁式桥震害资料,从中发现,桥梁桩基的破坏或是由于两岸土体向河心位移;或是由于桩长不足、桩体下沉和移位;或是由于桩基顺桥向侧向刚度不够,过大的振动作用所致。此外,多次地震叠加作用加重桩基的破坏。

对于河岸下沉滑移、开裂比较严重,桩的埋入深度不够的桥梁中,桩柱发生倾斜,甚至折断,大致有三种基本类型:

(1) 各桩墩台单向倾斜,下端开裂、折断。如唐山地震时胜利桥的震害。

(2) 各桩墩台呈八字型向河心倾斜,倾斜度从河心向两岸渐增。如海城地震时辽河大桥的震害。

(3) 各桩墩台呈倒八字型向两岸倾斜。如唐山地震时越河桥的震害。

桩墩台的倾斜形态取决于土体向河心位移的形态,而土体向河心的位移形态与河岸的几何形状、地下土层的分布及性质有关。

3. 码头工程中的桩基震害

国内关于码头震害较为完整的系统的报道是唐山地震时天津新港码头和海河沿岸码头的震害。新港码头位于数十米厚的全新世海相沉积层和陆相河口三角洲冲积层上,其间夹有薄砂层,地表分布有厚度不等的人工填土,在-13.5 m高程以下为粉质黏土和粉细砂。

新港区19个泊位的高桩承台码头,原设计均未考虑抗震设防,唐山地震时受到了不同程度的震害。震害调查表明,1973~1975年建成的13个泊位,地震时平均下沉5.7 cm,最大下沉7.2 cm。码头岸坡虽没有整体失稳,但有下沉和前移。如二港池顺

表 2-11 唐山地震时倒塌或严重破坏的桩基梁式桥

桥 名	桥长/m	烈度	震害程度	河床压缩量/m	地基土层及基础型式	震害原因
胜利桥	5×11	11	倒塌	5.4	表层淤泥, 其下为细砂; 3φ1 m 钻孔桩, 桩长 18 m	砂土液化, 河岸塌滑
越河桥	5×10	11	严重	9.1	粉细砂, 2φ0.8 m 钻孔桩, 桩长 15 m	砂土液化, 河岸塌滑
女织寨桥	5×10	10	倒塌	6.0	粉细砂, 2φ0.8 m 钻孔桩, 桩长 15 m	砂土液化, 河岸塌滑
夏庄桥	4×10	10	倒塌	2.22	2φ1 m 钻孔桩基	河岸滑移
稻地桥	3×16.8	10	严重	3.2	细砂, 2φ0.9 m 钻孔桩基	砂土液化, 河岸滑移
电厂桥	5×11.5	10	严重	0.85	木桩基础, 北岸下游侧有石砌护岸	两岸沉陷、滑移
电厂七一桥	8×70	10	严重	2.34	木群桩基础, 桩长 10 m	河岸塌滑
稻地村桥	3×16.8	10	倒塌	—	木桩基础	河岸沉陷、滑移
大众桥	6×68.6	10	严重	1.2	扩大基础下打木桩	河岸滑移
雷庄沙河桥	19×211	9	倒塌	—	粉细砂, 2φ0.8 m 钻孔桩, 桩长 12~16 m	砂土液化, 桩长不足
汉沽桥	11×16	9	严重	2.12	淤泥质黏土、粉土; 2φ0.8 m 钻孔桩	地基土液化和软化, 桩长不足
西卫甸桥	16×10.7	9	倒塌	—	单排钻孔桩基础	结构惯性力, 振动作用
张风庄桥	16×10.7	9	倒塌	—	淤泥、粉土; 2φ0.8 m 钻孔桩, 桩长 8.5 m	粉土液化, 桩侧向刚度不足
滦县滦河大桥	35×22.2	9	倒塌	—	砂卵石; 2φ1.25 m 钻孔桩, 桩长 21.5~27.5 m	结构惯性力, 振动作用
八大队桥	16×10.7	9	倒塌	—	2φ0.8 m 钻孔桩基	结构惯性力, 振动作用
闫庄桥	16×10.7	9	倒塌	—	软塑黏土; 2φ0.9 m 钻孔桩, 桩长 10 m	河岸沉陷、滑移
瓜村滦河大桥	31×22.3	9	倒塌	—	中密砂卵石, 两岸基岩露头; 2φ1.25 m 钻孔桩	结构惯性力, 振动作用
芦台桥	9×169.5	9	倒塌	1.77	粉砂、软黏土; 高承台混凝土群桩, 长 17 m	河岸及河床震陷, 滑移
王土大桥	8×8.6	8	严重	2.45	粉细砂; 2φ1 m 钻孔桩, 长 17 m	砂土液化, 河岸坍塌
王土桥	3×8.6	8	倒塌	2.40	粉细砂; 钻孔桩基, 深 14 m	砂土液化, 桩长不足, 河岸滑移
棘坨桥	3×8.6	8	严重	1.90	细砂; 2φ0.7 m 钻孔桩, 深 3.1 m	砂土液化, 桩长不足, 河岸滑移
永和村桥	34×13.5	8	倒塌	—	2φ0.8 m 双柱单排钻孔桩, 深 17~31 m	结构惯性力, 振动作用
煤河桥	6×8.7	8	倒塌	—	软土, 单排钻孔桩基	河岸滑移
小新河桥	2×6+6×10.7	8	严重	0.29	2φ0.8 m 钻孔桩基	河岸滑移
潮白河桥	73×10.7	8	严重	—	2φ0.6 m 单排钻孔桩	结构惯性力, 振动作用
常庄桥	6×3	7	严重	—	双柱单排钻孔桩	砂土液化, 岸边墩台下沉、移位
宁车沽桥	36×13.5	7	严重	—	2φ0.8 m 单排钻孔桩	结构惯性力, 振动作用, 桩侧向刚度不足

岸整个岸坡平均下沉 13 cm, 接近坡脚处稍大, 个别部位达 120 cm, 局部有上升现象。从新港区和海河沿岸高桩码头震害来看, 桩基破坏主要是斜叉桩和桩帽的破坏, 而斜叉桩的断裂绝大多数是陆侧斜桩及几乎全部的系船柱叉桩, 与斜叉桩破坏相比, 直桩破坏的数量少且较轻。图 2-19 为唐山地震时天津新港码头泊位斜叉桩及桩帽震害图。震害统计表明, 新港区 19 个泊位的 700 对斜叉桩中破坏率达 32.3%, 承台破坏率达 43%; 海河沿岸 13 个高桩码头中, 其 366 对斜叉桩中破坏率达 62%, 其 1180 根直桩的破坏率为 20.7%。

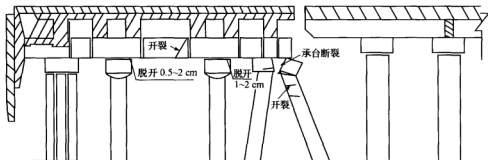


图 2-19 唐山地震时天津新港码头泊位斜叉桩及桩帽震害图

从斜叉桩和桩帽的震害现象可以发现下述特点:

- (1) 陆侧斜桩裂缝多发生于桩顶附近, 且多在海侧一方, 呈张口状裂缝。
- (2) 部分陆侧斜桩被拉断, 断桩向前倾斜。
- (3) 海侧斜桩破坏很少, 但也有少数桩在桩顶海侧一方有裂缝, 个别桩混凝土压碎, 钢筋压弯; 桩帽破坏以剪切破坏为主, 裂缝为斜裂缝。

直桩震害多发生于靠近抛石棱体的二、三排桩, 表现为直桩向岸倾斜, 断裂或挤劈; 相应的直桩桩帽上部张口, 张口向岸, 离岸越近张口越大。

上述资料说明, 码头桩基震害有两种机制: 地震振动作用和岸坡土体侧向永久位移引起的附加作用。两种作用的大小与土质条件和码头结构型式有关。

4. 桩基震害机理分析

根据桩的震害判断其震害机制时, 有必要对地震时桩的受力情况进行简单地分析。从结构上看, 桩身埋藏于土中, 通过桩帽与上部结构相连。地震时, 桩的运动要与周围土体相协调, 桩身发生变形, 在其中引起动应力, 另外, 上部结构的地震动惯性力通过桩帽传到桩身, 也在其中引起动应力。因此, 地震时桩身所受的动应力包括上述两部分。实际上, 在地震时土体-桩-结构作为一个体系工作, 桩所承受的动应力是这两部分的综合结果。这个问题就是所谓的土体-桩-结构动力相互作用问题。把地震时桩承受的这部分应力叫做由于振动引起的附加动应力。

当桩设置在发生侧向位移的土体中时, 桩在土体的侧向推动下发生变形, 在其中引起附加静应力, 因而把地震时桩承受的这部分应力叫做由于土体侧向位移而引起的附加

静应力。

当桩设置在地震时不发生侧向位移的土体中时,只承受由振动引起的附加动应力,而当桩设置在发生侧向位移的土体中时,桩同时承受振动引起的附加动应力和土体侧向位移引起的附加静应力,在许多情况下,后者对桩的影响比前者更为重要。

桩基的抗震性能与场地的地形、土层条件等因素有关。在一般情况下,桩基具有较好的抗震性能,在不利的地形和土层条件下,桩基可能产生震害,甚至破坏。同时,桩的破坏机制与地震时桩的受力情况有关。震害资料表明,在如下两种情况下桩基震害较重,甚至发生破坏:

(1) 产生明显地面破坏的水平场地。这种场地常包含有饱和松散砂土或粉土层、淤泥或淤泥质黏性土层。

(2) 斜坡和近岸边场地。一般地,这种场地的土质条件较差,且地面有一定的坡度,地震时土体可能产生顺坡向的永久位移。

从震害现象推断,桩基震害具有如下三种机制:

(1) 地震引起的振动作用。桩所受到的地震力包括顺从周围土体运动引起的和上部结构惯性力反馈作用引起的两部分。

(2) 土体地震永久位移引起的附加作用。靠岸场地桩基震害较为严重表明,土体侧向永久位移引起的附加作用可能是其震害的主要原因。

(3) 桩未深入稳定土层,由于土体液化软化,地基承载力降低或丧失而引起的震害。这可称为地基动力失效作用。

参考文献

- [1] 闵子群. 中国历史强震目录(公元前23世纪~公元1911年) [M]. 北京: 地震出版社, 1995.
- [2] 胡聿贤. 地震工程学(第二版) [M]. 北京: 地震出版社, 2006.
- [3] 陈国兴. 工程结构抗震设计原理 [M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2002.
- [4] 刘恢先. 唐山大地震震害(一) [M]. 北京: 地震出版社, 1985.
- [5] 李杰, 李国强. 地震工程学历论 [M]. 北京: 地震出版社, 1992.
- [6] 刘恢先. 烈度标准与烈度革命 [A]// 国家地震局工程力学研究所. 刘恢先地震工程学位论文选集 [C]. 北京: 地震出版社, 1992: 81—86.
- [7] 刘恢先. 修订我国地震烈度表的一个建议方案 [A]// 国家地震局工程力学研究所. 刘恢先地震工程学位论文选集 [C]. 北京: 地震出版社, 1992: 87—100.
- [8] 刘恢先. 《中国地震烈度表(1980)》说明书 [A]// 国家地震局工程力学研究所. 刘恢先地震工程学位论文选集 [C]. 北京: 地震出版社, 1992: 111—126.
- [9] 胡聿贤. 地震安全性评价技术教程 [M]. 北京: 地震出版社, 1999.
- [10] 陈国兴, 谢君斐, 张克绪. 天然地基浅基础的震害分析 [J]. 岩土工程学报, 1995, (1): 66—72.
- [11] 胡聿贤. 场地条件与地震小区划——中国研究30年 [M]// 国家地震局工程力学研究所. 中国地震工程研究进展. 北京: 地震出版社, 1992: 14—20.
- [12] 张克绪. 工业与民用建筑地基基础的抗震经验 [A]// 中国科学院工程力学研究所. 地震工程研

究报告集,第三集 [C]. 北京:科学出版社,1977:128—135.

- [13] 周锡元,王广军,苏经宇. 场地·地基·设计地震 [M]. 北京:地震出版社,1990.
- [14] 王忆,张克绪. 福田保税区浅基础建筑物地震附加沉降的预估 [A]//刘金砺,周锡元. 软土地区土工和抗震国际会议论文集 [C]. 北京:地震出版社,1993:414—418.
- [15] 陈国兴,李方明,从卫民. 多层建筑物地基震陷的简化计算方法及其影响因素分析 [J]. 防灾减灾工程学报,2004,(1):47—52.
- [16] 张克绪,谢君斐,陈国兴. 桩的震害及其破坏机制宏观研究 [J]. 世界地震工程,1991,(2):7—20.
- [17] 陈国兴,张克绪,谢君斐. 桩基抗震性能与震害机制宏解析 [J]. 岩土工程师,1993,(4):8—12.

第3章 地震动特性

由震源释放出来的地震波在岩土介质的传播过程中所引起的地面运动称为地震动。地震动可以用地面质点的加速度、速度或位移的时间函数表示。地震动的显著特点是其时间函数的不规则性。因此,对地震动特性的研究强烈依赖于强地震动观测的现状与发展。对已有强震观测记录的研究,则侧重于地震动幅值、频谱、持续时间,以及这三类参数在地震波传播过程中的变化规律。

3-1 强地震动观测

3-1-1 强震观测仪器^[1,2]

虽然早在公元132年就有了地震仪,但是,能够记录到对工程极为重要的地震动过程的仪器,则最早是在1931年开始使用的。强震观测是地震工程学的基础研究之一。我国自1966年研制成功RDZ1-12-66型强震仪以来,先后研制成功GQ-Ⅲ型、SCQ型、GDQJ-1A型和GDQJ-2型强震仪。强震观测记录有力地推动了我国地震工程学的发展。

现有的地震动量测仪器可以概括为两大类:一类是地震学工作者使用的,目的在于确定地震震源的地点和力学特性、发震时间和地震大小,从而了解震源机制、地震波传播路线中的地球介质、地震波的特性与传播规律、地球的内部结构。另一类是地震工程学工作者使用的,目的在于确定地震时测点处的地震动和结构振动反应,以便了解结构物的地震动输入特性、结构物的抗震性能,从而为结构抗震设计提供数据。由于目的不同,两者使用的仪器性能也不同,前者使用的仪器称为地震仪;后者使用的仪器称为强震仪。

地震仪以弱震动为主要量测对象,测量地震动的位移。由于强震少而弱震则经常发生,通过弱震动的量测就可以迅速取得所需要的资料,达到研究的目的。强震仪以强地震动为主要量测对象,测量地震动加速度。强震仪记录仪器所在点的三个正交方向的地震动分量(一个竖向、两个水平向)。两种仪器的基本情况见表3-1。

表 3-1 地震仪和强震仪基本情况的比较

仪器	使用者	地震强弱	运转方式	放大倍数	记录重点内容	设置地点	通频带
地震仪	地震学工作者	弱	连续不停	高	各种波形的到时与初动方向	基岩	窄,低频
强震仪	地震工程学工作者	强	自动触发	低	波形的全过程	各种场地与结构物	宽,高、低频

中国地震局工程力学研究所最新研制的GDQJ-1A型、GDQJ-2型强震仪,至今已

在北京、天津、甘肃、新疆、云南、福建、四川等 21 个省、自治区、直辖市安装了 340 多台, GDQJ-1A 型强震仪的主要技术指标和功能如下:

主要技术指标:

通道数: 3 通道

动态范围: 90 dB

采样率: 50 sps、100 sps、200 sps 和

转换精度: 16 bit

400 sps, 程序可选

通道延迟: 0 μ s

高通滤波: 0.01 Hz

低通滤波: 内置高陡度数字 FIR 滤波器

供电方式: 12 V (DC) 或 220 V (AC)

前置放大器增益: $\times 1$, $\times 10$, 程控

工作温度: $-20^{\circ}\text{C} \sim +50^{\circ}\text{C}$

记录器满量程: ± 2.5 V

相对湿度: 90% (无冷凝)

灵敏度: 1LSB, 在 $\times 10$ 增益时大约 $\pm 7.6 \mu\text{V}$

噪声: 1LSB

主要功能:

强地震动观测和工程测振

常见地震仪与强震仪的工作原理可由下述单自由度体系的运动方程来表示:

$$\ddot{u} + 2\lambda_0\omega_0\dot{u} + \omega_0^2u = -\ddot{u}_g \quad (3-1)$$

式中: \ddot{u} 、 \dot{u} 、 u ——拾振器摆相对于地面的加速度、速度和位移;

λ_0 、 ω_0 ——体系的阻尼比和摆的自振频率;

\ddot{u}_g ——地震动加速度。

地震仪与强震仪在原理上的差别, 就是参数 λ_0 和 ω_0 的不同。适当选择这两个系数, 可以使式 (3-1) 左端三项中的某一项远大于其他两项, 从而使仪器记录摆的相对位移分别代表地震动的位移、速度和加速度, 即:

(1) 当 $\omega_0 \ll \omega_g$ (ω_g 为地震动频率)、 λ_0 中等时, 式 (3-1) 中 $2\lambda_0\omega_0\dot{u} + \omega_0^2u$ 可以忽略, 则 $u = k_1\ddot{u}_g$, 即摆的运动与地震动位移成正比。相应的仪器为地震仪。

(2) 当 $\omega_0 \gg \omega_g$ 、 λ_0 中等时, 式 (3-1) 中 $\ddot{u} + 2\lambda_0\omega_0\dot{u}$ 可以忽略, 则 $u = k_2\ddot{u}_g$, 即摆的运动与地震动加速度成正比。相应的仪器为强震仪。

3-1-2 强震观测系统^[2]

在国际地震学研究方面, 继法国“地球透镜计划 (GEOSCOPE)”、日本“海神计划”之后, 2003 年美国国家科学基金会 (NSF) 批准资助为期 15 年的“地球透镜计划” (EarthScope)。地球透镜计划运用现代观测、分析和远程通讯技术, 对北美大陆的构造、演化以及控制地震、火山爆发的物理过程进行调查研究。地球透镜计划主要组成部分: 美国地震观测台阵 (USArray)、圣安德烈斯断层深部探测 (SAFOD, San Andreas fault observatory at depth)、板块边界探测 (PGO, plate boundary observatory)、干涉测量合成孔径雷达 (INSAR) 探测。其中, 美国地震观测台阵由流动台站和固定台站组成, 该台阵由 400 台宽频带地震仪组成流动观测系统, 在均匀分布的 2000 个观测网点上, 由西向东将全大陆覆盖一次, 每一次台阵移动均有大约三分之一的重叠面积, 每一组台阵覆盖 2~3 年, 利用 10 年左右的时间完成观测计划。

《国家地震科学技术发展规划》(2006~2020 年) 提出的“中国台阵” (China Ar-

ray) 研究计划, 由以下部分组成: ① 由中国国家地震台网与邻近地区和国家地震台站组成的 400 个固定数字化的地震观测台站; ② 由数百个宽频带地震仪组成的流动地震观测台阵; ③ 由利用天然地震和激发人工震源组成的系列震源。地震台阵探测计划将对“大华北”地区和“南北地震带”南段两个地区进行探测, 并在此基础上开展相应的地壳岩石圈结构与构造、地震成因机理研究。

我国地震观测网络由地震前兆台网、测震台网、强震动台网、地震活断层探测技术系统、地震应急指挥技术系统、地震信息服务系统等组成, 服务于防震减灾工作的地震监测预报、震灾预防和紧急救援三大工作体系, 是开展地震预报和防震减灾研究的基础。我国已建成的地震观测台站分布如图 3-1 所示 (见彩图)。由此可见, 强震观测是地震观测网络的一个重要组成部分。

利用仪器来观测地震时地面运动的过程以及在其作用下工程结构的反应称为强震观测。强震观测的任务是: 为解决地震工程学中的根本问题, 尽快获取和积累足够数量的、有意义的观测记录, 以及改良记录的处理和分析方法, 从取得的记录中提炼出更多有用的信息。近年来, 强震观测所获取的记录数据在探索震源模式和发展机理, 确定震源参数和余震迁移特性, 系统研究地震波的传播规律, 计算近源地层的速度结构, 发挥了重要的作用。

强震观测的基本目的和意义是: ① 取得地震时地面运动过程的记录, 为研究地震动影响场、震源机制等提供基础资料; ② 成套地获取近场地震动、不同场地的地震动和多种工程结构地震反应观测数据; ③ 检验和改进目前各种抗震分析和设计方法; ④ 用于编制和修订地震动参数区划图和各类工程结构抗震设计规范, 直接为抗震设防服务; ⑤ 为震后快速评估震害和抗震救灾服务。

为了给地震工程学或近场地震学研究提供观测资料, 只靠单台仪器记录是远远不够的, 常常需要根据具体的观测目的去设计和布置有多台仪器组成的仪器群才行。这种服务于同一观测目的的仪器群称为观测台阵, 简称台阵。

在强震观测中, 为了便于维护和管理, 往往把一个地区的多个强震台和各种类型的台阵称为一个强震台网。强震台网通常分为固定强震台网、地震动速报台网、强震流动观测台网和强震观测专用台阵。根据观测目的, 现有强震观测专用台阵可分为下述几种:

(1) 震源机制台阵 (断层影响台阵): 旨在研究震源机制与地震动之间的相互关系, 这种台阵常布设在震源或发震断层的附近, 且最好能将震源包围起来。台阵中距发震断层最近的测点大约相当于震源的深度。

(2) 传播效应台阵 (地震动衰减台阵): 旨在研究近场地震波的传播和衰减规律。

(3) 局部效应台阵 (场地影响台阵、地形影响台阵): 主要研究局局部场地范围内地震动的总体特征以及各种特殊的场地因素 (地形、土质、土层等) 对地震动的影响。

(4) 结构反应台阵: 目的在于取得结构在强地震, 特别是在破坏性地震作用下的结构振动反应和输入地震动的记录, 建立结构物在强地震作用下动力反应 (弹性和弹塑性) 的数学物理模型。这种台阵有: 典型建筑结构台阵、大型桥梁台阵、大型水坝台阵、核反应堆结构台阵。

(5) 地震动密集台阵(差动台阵): 目的在于了解几十米~几百米范围内地震动的空间相关性。

(6) 地下地震动台阵(三维台阵): 目的在于了解几十米~两百米深度范围内地震动随深度的变化, 以便更好地了解土-结构相互作用、设计地下构筑物和验证土体动力反应分析方法。

(7) 区域性地震动台阵: 目的在于获得一个较大地区范围内的地震动资料, 了解场地条件对地震动的影响。这类台阵分布较广, 线形长度有时可达几百千米。

(8) 特殊地震动台阵: 主要是指研究砂土液化和土-结构相互作用现象的两种台阵, 分别称为砂土液化台阵和土-结构相互作用台阵。

根据强震后往往会发生一系列强余震的特点, 为了加快积累强震观测资料, 可采用强震流动观测台阵对大地震后的余震进行观测。对大地震后的余震进行震源机制的观测研究, 一方面仍有机会获得具有重要价值的强余震记录; 另一方面, 还可以获得一大批中强震和小震的地震动记录, 而这些记录对研究震源机制和地震动的关系同样是不可缺少的。强震流动观测台阵具有很强的时间性和高度的机动性, 以近场密集台阵为主, 兼顾地震动衰减、场地条件影响和工程结构地震反应的观测。

近场密集台阵的观测数据是研究近场地震工程特征的最基本手段, 近十几年, 记录到了强度高、频带宽的强地震动记录, 观测到了近断层处很大的长周期加速度脉冲、相当大的竖向分量以及某些有工程意义的时序特征等, 对研究大地震近断层的破裂方向性效应、上盘效应、地壳波导效应、盆地边缘效应等对地震动的影响有重要作用。近场密集台阵的观测数据是洞察震源破裂不均匀分布和破裂过程的最重要途径, 近场“照片”更有利于分析震源的细节和过程。震源反演技术在 20 世纪 80 年代有了迅速发展, 利用近场强地震动观测记录在频率低于 1 Hz 的范围内取得很好的效果, 但是在大多数工程结构很关注的高于 1 Hz 的频段效果目前还不太好。

强震动观测数据的快速处理、传播和共享, 使强震动观测台网在地震应急反应中的作用越来越大。建设高密度的数字强震动观测台网并在此基础上发展地震动强度(烈度)速报和大震快速反应系统, 已成为世界各国减轻地震灾害的重要举措。“中国数字强震动台网”作为国家“十五”计划“中国数字地震观测网络工程”项目的一部分, 将在 21 个国家地震重点监视防御区内建成具有遥测功能的数字强震动台网, 8 个一级重点监视区的台站平均间距 25 km, 13 个二级重点监视区的台站平均间距 42 km, 共布设 1160 个固定自由场强震动观测台; 在北京、天津、兰州、乌鲁木齐、昆明 5 个大城市分别建设由 80 或 50 个速报子台和 1 个速报中心组成的地震动强度(烈度)速报台网, 速报子台总数为 310 个; 建设 12 个强震动观测专用台阵, 包括: 活断层影响台阵 1 个, 地震动衰减台阵 2 个, 场地影响台阵 2 个, 地形影响台阵 1 个, 典型建筑地震反应台阵 4 个, 大型桥梁地震反应台阵 1 个, 大型水坝地震反应台阵 1 个; 建设 1 个国家强震动流动观测基地, 配备 80 台数字强震仪, 建设西南、西北、东南 3 个区域强震动流动观测基地, 各配备 40 台数字强震仪。中国数字强震动台网的固定台网分布如图 3-2 所示。

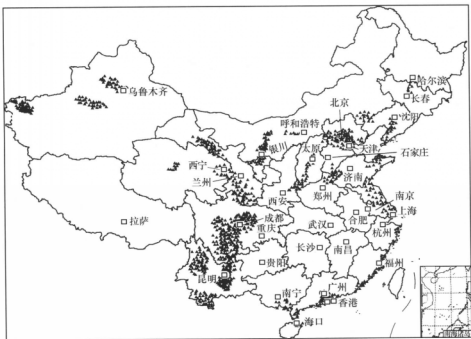


图 3-2 在建的中国数字强震动固定台网分布图

“中国数字强震动台网”项目建成后，获取近场强地震动记录的能力将显著加强。地震重点监视防御区发生 4 级以上地震时，可以获得多台强震动记录，且可以保证获取的记录完整清晰、不丢头、频带宽、时间精度高。北京、天津、兰州、乌鲁木齐、昆明 5 个大城市地震动强度（烈度）速报台网监控范围内发生 4 级以上地震时，可在 10 分钟内完成地震动强度（烈度）分布结果的速报；同时，在监控范围内发生 3 级以上地震时，可获得多台近场加速度记录。大量有价值的强震动记录的获取，可为研究震源机制、地震动衰减规律、场地和活断层对地震动的影响、土与结构动力相互作用、典型结构的地震反应特性等提供可靠的基础资料；为我国的地震动参数区划图和各行业抗震设计规范的编制和修订提供依据，并为各种重要工程结构的地震反应时程分析提供典型的输入地震动时程，从而使建设工程的抗震设防要求和抗震设计更为科学、合理。

3-2 地震动的随机过程描述

地震动以波的形式在岩土介质中传播，由于断层机制、震源特点、传播途径等因素的不确定性，地震波具有强烈的不确定性。由于数学上的困难和强震记录数量的有限性，目前，建立完整的地震动随机过程模型尚有困难。通常的做法是，先根据经验设定模型的形式，然后，利用强震记录资料检验模型的适用性。

3-2-1 随机过程的概率结构^[3]

所谓随机过程,是指定义于一个参数集的每一点处都对应一个随机变量。一维随机过程可视多元随机变量的一个自然推广。如果把多元随机变量的维数视为参变量,那么,一维随机过程的时间参数可视为此变量连续变化的结果。从这一概念出发,多元随机变量的种种基本概念可以类推于一维随机过程。地震动随机过程的抽样特征如图 3-3 所示。

随机过程的概率结构可以用两种形式来定义,其一是概率密度形式,其二是特征函数形式。

以概率密度形式,随机过程 $x(t)$ 的概率结构可以表示成

$$\begin{aligned} & p_{(x)}(x_1, t_1) \\ & p_{(x)}(x_1, t_1; x_2, t_2) \\ & \dots \\ & p_{(x)}(x_1, t_1; x_2, t_2; \dots; x_n, t_n) \end{aligned} \quad (3-2)$$

其中各行分别称为 $x(t)$ 的一维分布密度、二维分布密度、……和 n 维分布密度。

采用特征函数形式,随机过程 $x(t)$ 的概率结构可以表示为

$$\begin{aligned} M_{(x)}(\theta_1, t_1) &= E(e^{i\theta_1 x(t_1)}) = \int_{-\infty}^{\infty} e^{i\theta_1 x_1} p(x_1, t_1) dx_1 \\ M_{(x)}(\theta_1, t_1; \theta_2, t_2) &= E(e^{i\theta_1 x(t_1) + i\theta_2 x(t_2)}) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} e^{i(\theta_1 x_1 + \theta_2 x_2)} p(x_1, t_1; x_2, t_2) dx_1 dx_2 \\ &\dots \\ M_{(x)}(\theta_1, t_1; \theta_2, t_2; \dots; \theta_n, t_n) &= E(e^{i\theta_1 x(t_1) + \dots + i\theta_n x(t_n)}) \\ &= \int_{-\infty}^{\infty} \dots \int_{-\infty}^{\infty} e^{i(\theta_1 x_1 + \dots + \theta_n x_n)} p(x_1, t_1; \dots; x_n, t_n) dx_1 \dots dx_n \end{aligned} \quad (3-3)$$

可见,特征函数实质上是概率密度的傅里叶变换。因此,随机过程的两种概率结构形式是等价的。

目前,随机过程的研究与应用主要局限于:①通过一维和二维分布函数来描述实际物理过程。当物理背景满足高斯过程或马尔可夫过程的条件时,这种描述能完全反映物理过程的概率特征;②通过数字特征来描述随机过程的概率特征。由于特征函数展开的主部是一、二阶数字特征,因此,这种描述揭示了物理过程的概率结构的主要部分。

3-2-2 随机过程的平稳性和平稳化随机过程^[3,4]

随机过程 $x(t)$ 的积分

$$g = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) dt \quad (3-4)$$

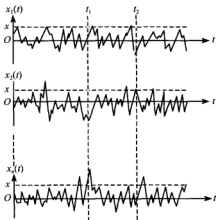


图 3-3 随机过程的样本函数

对于 $x(t)$ 的所有取样过程 $x_i(t)$ ($i=1, 2, \dots$) 都成立时, 它具有和通常积分相同的意义。但是, 由于 $x(t)$ 是随机过程, 所以 g 是随机变量, 因此 g 的期望值为

$$E(g) = \int_{-\infty}^{\infty} E[x(t)] dt \quad (3-5)$$

如果一个随机过程 $x(t)$ 的全部概率结构与时间参数原点的平移无关, 就称该随机过程为强平稳随机过程。如果用概率密度函数来描述一个随机过程, 则强平稳随机过程含有下列内容:

$$\begin{aligned} p_{(x)}(x_1, t_1) &= p_{(x)}(x_1, t_1 + a) \\ p_{(x)}(x_1, t_1; x_2, t_2) &= p_{(x)}(x_1, t_1 + a; x_2, t_2 + a) \\ \dots \\ p_{(x)}(x_1, t_1; x_2, t_2; \dots; x_n, t_n) &= p_{(x)}(x_1, t_1 + a; x_2, t_2 + a; \dots; x_n, t_n + a) \end{aligned} \quad (3-6)$$

现在, 考虑一个特殊情况, 令 $a = -t_1$ 时, 则式 (3-6) 可写为

$$\begin{aligned} p_{(x)}(x_1, t_1) &= p_{(x)}(x_1, 0) \\ p_{(x)}(x_1, t_1; x_2, t_2) &= p_{(x)}(x_1, 0; x_2, t_2 - t_1) \\ \dots \\ p_{(x)}(x_1, t_1; x_2, t_2; \dots; x_n, t_n) &= p_{(x)}(x_1, 0; x_2, t_2 - t_1; \dots; x_n, t_n - t_1) \end{aligned} \quad (3-7)$$

由上式可以看出, 强平稳随机过程的一阶概率密度函数与时间参数 t 无关, 二阶以上的概率密度函数与时间参数 t 的原点无关, 而仅与时间差 $t_i - t_1$ ($i=2, 3, \dots, n$) 有关。如果随机过程 $x(t)$ 仅有一阶和二阶概率密度函数具有上述性质, 则称随机过程 $x(t)$ 为弱平稳随机过程。通常, 地震工程领域把这样的随机过程统称为平稳随机过程。如果随机过程 $x(t)$ 的一阶和二阶概率密度函数不具有上述性质, 则称随机过程 $x(t)$ 为非平稳随机过程。

选择随机过程 $x(t)$ 的一个抽样函数 $x_s(t)$, 研究其时间平均

$$\overline{x_s(t)} = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x_s(t) dt \quad (3-8)$$

同样地, 研究在时间 t 上所求得的自相关函数

$$\phi_x(\tau) = \overline{x_s(t)x_s(t+\tau)} = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x_s(t)x_s(t+\tau) dt \quad (3-9)$$

如果下式成立:

$$E[x(t)] = \overline{x_s(t)} \quad E[x(t)x(t+\tau)] = \overline{x_s(t)x_s(t+\tau)} \quad (3-10)$$

则称随机过程 $x(t)$ 具有各态历经性。 $x(t)$ 称为各态历经随机过程。对于各态历经随机过程, 由于 $E[x(t)] = \text{常数}$, $E[x(t)x(t+\tau)]$ 只是 τ 的函数, 因此, 各态历经随机过程同时也是平稳随机过程。但是, 平稳随机过程则不一定是各态历经随机过程。

实际的地震动随机过程既不是各态历经随机过程, 也不是平稳随机过程。但是, 在大多数情况下, 为了方便和简单, 实际应用中将地震动随机过程作为各态历经随机过程处理。

3-2-3 随机过程的自相关函数与功率谱密度函数^[4-6]

从地震动的随机过程描述来看,最关心的数字特征是随机过程的自相关函数和功率谱密度函数。

随机过程 $x(t)$ 的自相关函数定义为任意两个不同状态 $x(t_1)$ 和 $x(t_2)$ 的原点相关矩:

$$R_x(t_1, t_2) = E[x(t_1)x(t_2)] = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} x_1 x_2 p_{(x)}(x_1, t_1; x_2, t_2) dx_1 dx_2 \quad (3-11a)$$

自相关函数描述了随机过程两个状态之间在时域上的相关程度。一般地,如果随机过程中不含有周期分量,则自相关函数是时间差 $\tau = |t_1 - t_2|$ 的衰减函数,即随着时间间隔 τ 的增大,状态 t_1 的随机变量与状态 t_2 的随机变量的取值在概率意义上的接近程度亦随之减弱。

直接按式 (3-11a) 计算自相关函数要求提供过程本身的二维概率分布密度函数,这种分布密度函数通常不容易获得,往往引用各态历经假定。这一假定认为:一条足够长的时间过程样本可以包含关于随机现象的所有信息。因此,可以用关于时间上的平均代替集系的平均,即取

$$R_x(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^{T-\tau} x(t)x(t+\tau) d\tau \quad (3-11b)$$

与时域中上述自相关函数的描述相对应,在频域中最重要的二阶统计矩数字特征是自功率谱密度函数,简称自功率谱或谱密度。自功率谱密度函数定义为自相关函数的傅里叶变换,即

$$S_x(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} R_x(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \quad (3-12)$$

$$R_x(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} S_x(\omega) e^{i\omega\tau} d\omega \quad (3-13)$$

式 (3-12) 和式 (3-13) 称为 Wiener-Khinchine 关系式。

由于傅里叶变换是将非周期函数 $R_x(\tau)$ 分解为不同频率分量的简谐函数,因而式 (3-12) 表示平稳随机过程 $x(t)$ 在时间域的统计量 $R_x(\tau)$ 变换到圆频率域 ω 的统计量 $S_x(\omega)$ 。

在式 (3-13) 中,设 $\tau=0$, 则

$$R_x(0) = E[x^2(t)] = \int_{-\infty}^{\infty} S_x(\omega) d\omega = \sigma^2 \quad (3-14)$$

由于 $S_x(\omega)$ 和 ω 轴所围成的面积等于 $x(t)$ 的均方值,所以 $S_x(\omega)$ 也称为均方谱密度函数。

随机过程 $x(t)$ 的全功(能量)可用式 (3-15) 定义:

$$P = \int_0^T x^2(t) dt \quad (3-15)$$

因此, P 的期望值为

$$E[P] = \int_0^T E[x^2(t)]dt = E[x^2(t)]T = \left\{ \int_{-\infty}^{+\infty} S_x(\omega) d\omega \right\} T \quad (3-16)$$

从式 (3-16) 可知, 功率谱的全面积也就是 $x(t)$ 的均方值, 表示单位时间的平均功。

随机过程 $x(t)$ 的傅里叶谱 $A_x(\omega)$ 由式 (3-17) 给出:

$$A_x(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) e^{-i\omega t} dt \quad (3-17)$$

$A_x(\omega)$ 是复函数。根据逆变换

$$x(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} A_x(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (3-18)$$

利用式 (3-17) 和式 (3-18), 则随机过程 $x(t)$ 的全功为

$$\begin{aligned} \int_0^T x^2(t) dt &= \int_0^T \left\{ \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} A_x(\omega) e^{i\omega t} d\omega \right\} x(t) dt = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} A_x(\omega) \left\{ \int_0^T x(t) e^{i\omega t} dt \right\} d\omega \\ &= \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} A_x(\omega) A_x^*(\omega) d\omega = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} |A_x(\omega)|^2 d\omega \end{aligned} \quad (3-19)$$

式中: $A_x^*(\omega)$ —— $A_x(\omega)$ 的共轭函数。

对式 (3-19) 两侧取期望值, 有

$$\left\{ \int_{-\infty}^{+\infty} S_x(\omega) d\omega \right\} T = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} E[|A_x(\omega)|^2] d\omega \quad (3-20)$$

由此可得

$$S_x(\omega) = \frac{1}{2\pi T} E[|A_x(\omega)|^2] \quad (3-21)$$

亦即傅里叶谱绝对值平方曲线的期望值和功率谱曲线是相似形。

注意, 自相关函数 $R_x(\tau)$ 和自功率谱密度函数 $S_x(\omega)$ 分别是 τ 和 ω 的偶函数, 即

$$\begin{aligned} R(\tau) &= R(-\tau) \\ S(\omega) &= S(-\omega) \end{aligned} \quad (3-22)$$

现在, 再来分析导数过程的谱密度函数。为考虑随机过程

$$\dot{x}(t) = \frac{dx(t)}{dt} \quad (3-23)$$

先考虑随机过程 $x(t)$ 的自相关函数 $R_{xx}(\tau)$ 对时间的导数:

$$\begin{aligned} \frac{dR_{xx}(\tau)}{d\tau} &= \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \frac{dx(t+\tau)}{d\tau} dt = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \frac{dx(t+\tau)}{d(t+\tau)} \frac{d(t+\tau)}{d\tau} dt \\ &= \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \dot{x}(t+\tau) dt \end{aligned} \quad (3-24)$$

对平稳随机过程, 式 (3-24) 可写成

$$\frac{dR_{xx}(\tau)}{d\tau} = \int_{-\infty}^{\infty} x(t-\tau) \dot{x}(t) dt \quad (3-25)$$

再对上式求导数, 得

$$\frac{d^2 R_{xx}(\tau)}{d\tau^2} = - \int_{-\infty}^{\infty} x(t-\tau)x(t)dt = -R_{xx}(\tau) \quad (3-26)$$

对平稳随机过程，利用期望和均方微分次序的可交换性，有

$$R_{xx}(\tau) = -R''_{xx}(\tau) = -\frac{d^2}{d\tau^2} \left(\int_{-\infty}^{\infty} S_{xx}(\omega) e^{i\omega\tau} d\omega \right) = \int_{-\infty}^{\infty} \omega^2 S_{xx}(\omega) e^{i\omega\tau} d\omega \quad (3-27)$$

由于 $x(t)$ 为平稳随机过程，按照自相关函数 $R_{xx}(\tau)$ 的定义，应有

$$R_{xx}(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} S_{xx}(\omega) e^{i\omega\tau} d\omega \quad (3-28)$$

比较 (3-27) 和式 (3-28)，表明

$$S_{xx}(\omega) = \omega^2 S_{xx}(\omega) \quad (3-29)$$

以上关系式成立的充分和必要条件是导数过程存在，即满足条件 $\frac{d^2 R_{xx}(\tau)}{d\tau^2} < \infty$ ，且在 $\tau=0$ 处连续。显然，该条件等价于 $\int_{-\infty}^{\infty} \omega^2 S_{xx}(\omega) d\omega < \infty$ 。

容易证明，如果随机过程 $x(t)$ 存在 n 阶导数，即 $y(t) = \frac{d^n x(t)}{dt^n}$ 存在，则

$$\begin{aligned} R_{yy}(\tau) &= (-1)^n \frac{d^{2n} R(\tau)}{d\tau^{2n}} \\ S_{yy}(\omega) &= \omega^{2n} S_{xx}(\omega) \end{aligned} \quad (3-30)$$

这时要求满足 $\int_{-\infty}^{\infty} \omega^{2n} S_{xx}(\omega) d\omega < \infty$ 。

式 (3-12) 的 $S_x(\omega)$ 虽然是定义在 ω 的全域内，但以实际波形 $x(t)$ 作为对象时，负域的圆频率成分并不存在。因此，把仅在正域内定义的自功率谱密度函数 $G_x(\omega)$ 规定为 $G_x(\omega) = 2S_x(\omega)$ ，称 $G_x(\omega)$ 为单边自功率谱密度函数，而称 $S_x(\omega)$ 为双边自功率谱密度函数。 $S_x(\omega)$ 和 $G_x(\omega)$ 的关系如图 3-4 所示。

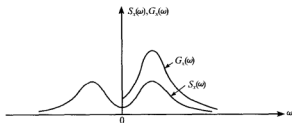


图 3-4 双边和单边自功率谱密度函数

平稳随机过程按其谱密度函数所覆盖的范围，通常可分为窄频带随机过程和宽频带随机过程。图 3-5 (a) 所示是一个具有窄频带的谱密度函数，它的极限形式便是位于 ω_0 上的单位脉冲函数 $\delta(\omega_0)$ ，相应于一个具有随机振幅的正弦波，其规范化自相关函数即是 $\cos \omega_0 t$ ；图 3-5 (b) 所示是宽频带谱密度函数的例子，其极限即是白噪声谱，它

在频率 0 到 ∞ 范围内取恒定值 S_0 ，其自相关函数 $R_x(\tau) = 2\pi S_0 \delta(\tau)$ 。由于窄频带随机过程和宽频带随机过程比较容易分析，因此得到了广泛的应用。强地震动属于中、宽频带随机过程，结构地震反应特别是小阻尼结构的反应属于窄频带随机过程。

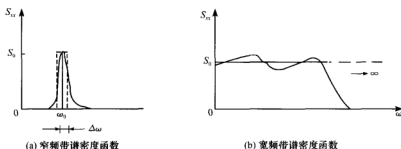


图 3-5 窄频带和宽频带随机过程的谱密度函数

3-2-4 平稳随机过程的互相关函数与互功率谱密度函数^[3,4]

互相关函数 $R_{ij}(t_1, t_2)$ 是表示两个随机过程 $x_i(t)$ 和 $x_j(t)$ 相关性的统计量，用式 (3-31) 定义：

$$R_{ij}(t_1, t_2) = E[x_i(t_1)x_j(t_2)] = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n x_{ik}(t_1)x_{jk}(t_2) \quad (3-31)$$

式中： $x_{ik}(t_1)$ 、 $x_{jk}(t_2)$ 分别表示 $x_i(t_1)$ 和 $x_j(t_2)$ 的第 k 个抽样。当 $i=j$ 时， $R_{ij}(t_1, t_2)$ 为自相关函数。 $x_i(t_1)$ 和 $x_j(t_2)$ 为平稳随机过程时，式 (3-31) 成为

$$R_{ij}(\tau) = E[x_i(t)x_j(t+\tau)] = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n x_{ik}(t)x_{jk}(t+\tau) \quad (3-32)$$

互功率谱密度函数 $S_{ij}(\omega)$ 由式 (3-33) 定义：

$$S_{ij}(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} R_{ij}(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \quad (3-33)$$

当 $i=j$ 时， $S_{ij}(\omega)$ 为自功率谱密度函数。

多个平稳随机过程或随机向量过程 $x_i(t)$ ($i=1, 2, \dots, n$) 的互相关性，可用互相关矩阵表示：

$$[\mathbf{R}(\tau)] = \begin{bmatrix} R_{11}(\tau) & R_{12}(\tau) & \cdots & R_{1n}(\tau) \\ R_{21}(\tau) & R_{22}(\tau) & \cdots & R_{2n}(\tau) \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ R_{n1}(\tau) & R_{n2}(\tau) & \cdots & R_{nn}(\tau) \end{bmatrix} \quad (3-34)$$

$$[\mathbf{S}(\omega)] = \begin{bmatrix} S_{11}(\omega) & S_{12}(\omega) & \cdots & S_{1n}(\omega) \\ S_{21}(\omega) & S_{22}(\omega) & \cdots & S_{2n}(\omega) \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ S_{n1}(\omega) & S_{n2}(\omega) & \cdots & S_{nn}(\omega) \end{bmatrix} \quad (3-35)$$

根据互相关函数的定义,可以证明:

$$R_{ij}(\tau) = R_{ji}(-\tau) \quad (3-36)$$

当 $i=j$ 时, $R_{ii}(\tau)$ 记为 $R_i(\tau)$ 。由此可见,自相关函数 $R_{ii}(\tau)$ 是偶函数,而互相关函数 $R_{ij}(\tau)$ 则不是偶函数。另外,根据谱密度与相关函数的关系可知,互谱密度函数 $S_{ij}(\omega)$ 是复函数。

容易证明:

$$\begin{aligned} |R_{ij}(\tau)|^2 &\leq R_i(0)R_j(0) \\ S_{ij}(\omega_1)S_{ij}^*(\omega_2) &\leq S_i(\omega_1)S_j(\omega_2) \end{aligned} \quad (3-37)$$

取 $\omega_1 = \omega_2 = \omega$ 时,则式 (3-38) 成立:

$$|S_{ij}(\omega)|^2 \leq S_i(\omega)S_j(\omega) \quad (3-38)$$

随机向量过程不仅可用来表示任意场地上地震动的 3 个方向的平动分量和 3 个方向的转动分量,还可以用来表示相邻场地的地震动,即可把多维地震动和随机场定义为随机向量过程。随机向量过程的凝聚函数或相干函数是一个有用的概念,其定义为

$$\gamma_{ij}^2(\omega) = \frac{|S_{ij}(\omega)|^2}{S_i(\omega)S_j(\omega)} \quad 0 \leq \gamma_{ij}^2(\omega) \leq 1 \quad (3-39)$$

其物理意义说明如下。假设 $x_1(t)$ 和 $x_2(t)$ 分别为一线性体系的输入和输出, $z(t)$ 为噪声或其他输入对输出 $x_2(t)$ 的影响,可以证明:

$$S_z(\omega) = S_z(\omega)[1 - \gamma_{12}^2(\omega)] \quad (3-40)$$

由此可知,当 $\gamma_{12}^2(\omega) = 1$ 时,表示在此频率处噪声谱 $S_z(\omega)$ 为零, $S_z(\omega)$ 完全来自 $S_1(\omega)$,即输入与输出完全相关;反之, $\gamma_{12}^2(\omega) = 0$,则 $S_z(\omega) = S_2(\omega)$,表示在此频率处 $S_2(\omega)$ 完全来自噪声,即输入与输出完全无关。

3-2-5 演变随机过程^[6]

可以证明,对于平稳和非平稳随机过程,这两者都能用 Fourier-Stieltjes 积分表达为

$$x(t) = \int_{-\infty}^{\infty} e^{-i\omega t} dZ(\omega) \quad (3-41)$$

式 (3-41) 所定义的随机过程的协方差函数可表达为

$$\begin{aligned} R_{xx}(t_1, t_2) &= E \left[\int_{-\infty}^{\infty} e^{-i\omega_1 t_1} dZ(\omega_1) \int_{-\infty}^{\infty} e^{i\omega_2 t_2} dZ^*(\omega_2) \right] \\ &= \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} e^{i(\omega_2 t_2 - \omega_1 t_1)} E[dZ(\omega_1) dZ^*(\omega_2)] \end{aligned} \quad (3-42)$$

现考虑另外一个随机过程 $\bar{X}(\omega)$, 是以 ω 为参数的一个变换了的随机过程。它与随机过程 $x(t)$ 有下列关系:

$$\bar{X}(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} x(t) e^{-i\omega t} dt \quad (3-43a)$$

$\bar{X}(\omega)$ 在均方意义上存在的条件是, 当且仅当

$$E[\bar{X}(\omega_1)\bar{X}^*(\omega_2)] = \frac{1}{(2\pi)^2} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \phi_{xx}(t_1, t_2) e^{-i(\omega_2 t_2 - \omega_1 t_1)} dt_1 dt_2 \quad (3-43b)$$

对于所有的 ω_1 和 ω_2 值为有限。从式 (3-43b) 可得相关函数 $\phi_{xx}(t_1, t_2)$ 为

$$\phi_{xx}(t_1, t_2) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} E[\bar{X}(\omega_1)\bar{X}^*(\omega_2)] e^{i(\omega_2 t_2 - \omega_1 t_1)} d\omega_1 d\omega_2 \quad (3-44)$$

式 (3-43b) 和式 (3-44) 的成立, 要求相关函数 $\phi_{xx}(t_1, t_2)$ 在 t_1 到 t_2 范围内分段连续、绝对可积和有界变差。

比较式 (3-44) 和式 (3-42), 就可把广义功率谱密度函数与函数 $Z(\omega)$ 联系起来, 即有

$$E[\bar{X}(\omega_1)\bar{X}^*(\omega_2)] = E[dZ(\omega_1)dZ^*(\omega_2)] \quad (3-45)$$

若随机过程 $x(t)$ 是平稳的, 令 $t_2 = t_1 + \tau$, 则式 (3-42) 可表示为

$$R_{xx}(t_1, t_2) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} e^{i(\omega_2 t_2 - \omega_1 t_1)} E[dZ(\omega_1)dZ^*(\omega_2)] \quad (3-46)$$

将上式和 Wiener-Khintchine 关系式进行比较表明, 若

$$E[dZ(\omega_1)dZ^*(\omega_2)] = S_{xx}(\omega)\delta(\omega_2 - \omega_1)d\omega_1 d\omega_2 \quad (3-47)$$

式中: $\delta(\omega_2 - \omega_1)$ 为 Dirac δ 函数, 则可知它们是等价的。因此, 只要能够满足式 (3-47), 具有功率谱密度函数 $S_{xx}(\omega)$ 的平稳随机过程可以作出形式如式 (3-41) 的 Stieltjes 积分表达式。

平稳随机过程的 Stieltjes 积分表达可以用来定义一种具有演变谱密度的一类特殊的非平稳随机过程。考虑由下式定义的一个随机过程 $y(t)$:

$$y(t) = \int_{-\infty}^{\infty} A(t, \omega) e^{i\omega t} dZ(\omega) \quad (3-48)$$

这里, $A(t, \omega)$ 为 ω 和 t 的确定性函数, 称为调制函数。函数 $Z(\omega)$ 则通过式 (3-42) 和式 (3-45) 来关联随机过程 $x(t)$ 。假定当 $t < 0$ 时, $y(t) = 0$, 所以, 当 $t < 0$ 时 $A(t, \omega)$ 为零。

在此假设下, 如果 $A(t, \omega) = 1$, 那么 $y(t) = x(t)$, 而 $y(t)$ 的自相关函数由式 (3-49) 给出

$$R_{yy}(t_1, t_2) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} A(t_1, \omega_1) A^*(t_2, \omega_2) e^{i(\omega_2 t_2 - \omega_1 t_1)} E[dZ(\omega_1)dZ^*(\omega_2)] \quad (3-49)$$

将式 (3-47) 代入式 (3-49), 并利用 Dirac δ 函数的性质, 得

$$R_{yy}(t_1, t_2) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} A(t_1, \omega_1) A^*(t_2, \omega_2) e^{i(\omega_2 t_2 - \omega_1 t_1)} S_{xx}(\omega) d\omega \quad (3-50)$$

现令 $t_2 = t_1 = t$, 可得 $y(t)$ 的均方值为

$$\sigma_y^2(t) = \int_{-\infty}^{\infty} |A(t, \omega)|^2 S_{xx}(\omega) d\omega = \int_{-\infty}^{\infty} S_{yy}(\omega) d\omega \quad (3-51)$$

式中:

$$S_{yy}(\omega) = |A(t, \omega)|^2 S_{xx}(\omega) \quad (3-52)$$

$S_{yy}(\omega)$ 作为时间的函数, 它表示着平均能量的谱分布, 因此, 称为演变谱密度。在地震工程领域, 经常假定地震动随机过程为一个均匀调制过程, 亦即, 它可以分解为

$$y(t) = \psi(t)x(t) \quad (3-53)$$

式中: $\psi(t)$ 是体现地震动强度非平稳特性的确定性的包络函数, 而 $x(t)$ 则是一个平稳随机过程。对于这样的随机过程, 只要用 $\psi(t)$ 替代 $A(t, \omega)$ 即可。

3-2-6 平稳随机过程的谱参数^[2,4]

在分析动力可靠性时, 利用表示平稳随机过程 $x(t)$ 的功率谱密度函数特性的谱参数则是方便的。

设 $x(t)$ 为一个平稳随机过程, 均值为零, 在正域 $\omega \geq 0$ 内所定义的单边自功率谱密度函数为 $G_x(\omega)$, 自相关函数为 $R_x(\tau)$ 。现定义单边自功率谱密度函数的谱矩 λ_i 为

$$\lambda_i = \frac{1}{2\pi} \int_0^{\infty} \omega^i G(\omega) d\omega \quad i = 0, 1, 2, \dots \quad (3-54)$$

在式 (3-54) 中, 前三个谱矩 λ_0 、 λ_1 、 λ_2 具有特别重要意义。

当 $i=0$ 时, 由 (3-14) 可知, 式 (3-54) 为

$$\sigma^2 = R(0) = \frac{1}{2\pi} \int_0^{\infty} G(\omega) d\omega = \lambda_0 \quad (3-55)$$

为了方便起见, 引入参数 p_i 和 q_i ($i=1, 2$) 如下:

$$\begin{aligned} p_1 &= \frac{\lambda_1}{\lambda_0} & p_2 &= \sqrt{\frac{\lambda_2}{\lambda_0}} \\ q_1 &= \sqrt{1 - \frac{\lambda_1^2}{\lambda_0 \lambda_2}} & q_2 &= \sqrt{1 - \frac{\lambda_2^2}{\lambda_0 \lambda_4}} \end{aligned} \quad (3-56)$$

显然, p_1 为 $G_x(\omega)$ 对 ω 轴所包围的面积重心处的频率, 称为中心频率或特征频率; 而 p_2 为此面积的回转半径。 q_1 和 q_2 都表示谱密度函数在其重心两侧的分散程度, 它们都是介于 0 与 1 之间的数。 $q_1=0$ 时 $x(t)$ 代表具有随机振幅的正弦波; $q_1=1$ 时 $x(t)$ 代表白噪声。由此可见, 当 q_1 取小到接近于 0 的值时, $x(t)$ 代表窄频带随机过程, 而 q_1 为 0.35~1 这样的大值时, $x(t)$ 代表宽频带随机过程。关于 q_2 的物理意义将在下文进一步地说明。

式 (3-30) 给出了随机过程 $x(t)$ 的 n 阶导数的自相关函数和自功率谱密度函数, 由此可知, 随机过程速度 $\dot{x}(t) = \frac{dx(t)}{dt}$ 的自功率谱密度函数为

$$G_{\dot{x}}(\omega) = \omega^2 G_x(\omega) \quad (3-57)$$

将式 (3-57) 代入式 (3-54) 可得

$$\lambda_2 = \frac{1}{2\pi} \int_0^{\infty} \omega^2 G_x(\omega) d\omega = \frac{1}{2\pi} \int_0^{\infty} G_{\dot{x}}(\omega) d\omega = \sigma_{\dot{x}}^2 \quad (3-58)$$

$$p_2 = \sqrt{\frac{\lambda_2}{\lambda_0}} = \frac{\sigma_{\dot{x}}}{\sigma_x} \quad (3-59)$$

可以看出, λ_2 为速度随机过程 $\dot{x}(t)$ 的方差, 而 p_2 为随机过程 $\dot{x}(t)$ 与 $x(t)$ 的标准差之比。

3-2-7 平稳随机过程的交差问题^[4,5]

平稳随机过程 $x(t)$ 和给定的 $x=a$ 的交差次数的统计量是计算动力可靠性的基础。

考察一个连续的、至少一次可微的平稳随机过程 $x(t)$, $t \in T$ 。图 3-6 表示一个随机过程的一个样本函数。假定这个样本函数是光滑函数, 没有任何急剧的上下突然变化。 $x=a$ 是指定的限值水平。现在要求判断响应 $x(t)$ 在时间区间 $[0, T]$ 内有多少周的振幅大于 $x=a$ 的水平, 或者说有多少次以正斜率跨过 $x=a$ 的水平。

考察图 3-7 中一段无限小的时间间隔 $[t, t+dt]$, 在这时间间隔 dt 内发生跨越。对于这一事件可以由以下事件组成, 即

- (1) 在时间 t , 有 $x(t) < a$;
- (2) 在时间 $t+dt$, 有 $x(t+dt) \geq a$ 。

那么随机过程 $x(t)$ 跨越了水平 $x=a$ 。因此, 在时间间隔 dt 内发生跨越 $x=a$ 的概率为

$$P\{x(t) < a, x(t+dt) \geq a\} \quad (3-60)$$

并将从下向上的运动定义为随机过程 $\dot{x}(t) > 0$, 作为描述随机过程 $x(t)$ 跨越的次数, 而从下向上的运动将不予讨论。由于随机过程 $x(t)$ 是时间的连续函数, 而 $(t, t+dt]$ 是一个无限小的时间间隔, 所以精确到一阶无限小, 可以由式 (3-61) 给出:

$$x(t+dt) = x(t) + \dot{x}(t)dt > a \quad \dot{x}(t) > 0 \quad (3-61)$$

因此, 在时间间隔 $(t, t+dt]$ 以正斜率跨越 $x=a$ 的概率按式 (3-60) 可写成为

$$P\{a - x(t)dt < x(t) < a\} \quad (3-62)$$

由图 3-7 可以看出, 在时间间隔 dt 内发生以正斜率跨越 $x=a$ 的条件是

$$x(t) < a, \quad \frac{dx(t)}{dt} > \frac{a - x(t)}{dt} \quad (3-63)$$

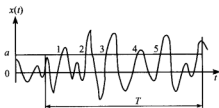


图 3-6 平稳随机过程的样本函数

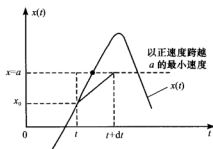


图 3-7 窄带过程在 $[t, t+dt]$ 内以正斜率跨越 $x=a$ 的过程分析

不难发现, 图 3-8 中画影线的三角形区域就是发生正斜率跨越 $x=a$ 的所有可能的 $x(t)$ 和 $\dot{x}(t)$ 值的范围, 其界限角的正切为

$$\tan \alpha = \frac{a - x(t)}{dt} = \frac{a - x_0}{dt} \quad (3-64)$$

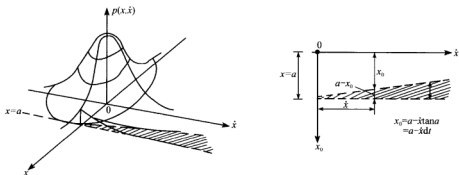


图 3-8 联合概率密度的积分域

因此,若假设随机过程 $x(t)$ 和 $\dot{x}(t)$ 的联合概率密度为 $p_{xx}(x, \dot{x})$, 则在时间间隔 dt 内发生以正斜率跨越 $x=a$ 的概率为

$$\begin{aligned} P\{a - \dot{x}(t)dt < x(t) < a\} &= \int_0^\infty \left[\int_{x_0}^a p_{xx}(x, \dot{x}) dx \right] d\dot{x} \\ &= \int_0^\infty d\dot{x} \int_{x_0}^a p_{xx}(x, \dot{x}) dx \end{aligned} \quad (3-65)$$

当 $dt \rightarrow 0$ 时且在 t 和 $t+dt$ 之间跨越时, 有 $x_0 \rightarrow a$, 可以认为 $p_{xx}(x, \dot{x})$ 的值不随 $x(t)$ 而变, 因此

$$\int_{x_0}^a p_{xx}(x, \dot{x}) dx = p_{xx}(x, \dot{x}) dx \quad (3-66)$$

考虑到 $dx = \frac{dx}{dt} dt = \dot{x}(t) dt$, 因此, 式 (3-65) 就成为

$$P\{a - \dot{x}(t)dt < x(t) < a\} = dt \int_0^\infty \dot{x}(t) p_{xx}(x, \dot{x}) d\dot{x} \quad (3-67)$$

将式 (3-67) 两边除以 dt , 便得到单位时间内以正斜率跨越 $x=a$ 的概率。对于平稳随机过程, 它将给出单位时间内超过限值水平 $x=a$ 的平均次数, 以 N_a^+ 来表示, 即

$$N_a^+ = \int_0^\infty \dot{x}(t) p_{xx}(x, \dot{x}) d\dot{x} \quad (3-68)$$

当平稳随机过程 $x(t)$ 为零均值窄带高斯过程时, 联合概率密度 $p_{xx}(x, \dot{x})$ 可表示为

$$p_{xx}(x, \dot{x}) = p(x)p(\dot{x}) = \frac{1}{2\pi\sigma_x\sigma_{\dot{x}}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x^2}{\sigma_x^2} + \frac{\dot{x}^2}{\sigma_{\dot{x}}^2}\right)\right] \quad (3-69)$$

此时, 式 (3-68) 可表示为

$$N_a^+ = \frac{\sigma_{\dot{x}}}{2\pi\sigma_x} \exp\left(-\frac{a^2}{2\sigma_x^2}\right) \quad (3-70)$$

当 $a=0$ 时, 上式表示零均值窄带高斯随机过程 $x(t)$ 的跨零率, 可写为

$$N_0^+ = \frac{\sigma_{\dot{x}}}{2\pi\sigma_x} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\lambda_2}{\lambda_0}} \quad (3-71)$$

3-2-8 平稳随机过程峰值的分布或极大值的概率密度函数^[1,4,6]

为了确定结构系统在给定的工作期限内破坏的概率,就必须求出给定的时间间隔内在一定条件下峰值出现的期望。

考察一个连续的、至少两次可微的随机过程 $x(t)$, $t \in T$ 。 $x(t)$ 的峰值发生在 $\dot{x}(t)=0$ 时,若 $x(t)<0$,则为极大值,或称正峰值;若 $x(t)>0$,则为极小值,或称负峰值。根据 Middleton (1960) 的研究,在时间 $[0, T]$ 内随机过程 $x(t)$ 的极值超过给定的 $x=a$ 的总次数 $m(a, T)$ 由式 (3-72) 给出:

$$m(a, T) = \int_0^T x(t) \delta(x(t)) U[x(t) - a] dt \quad (3-72)$$

式中: $U[*]$ ——单位阶跃函数,具有以下性质:

$$U[x(t) - a] = \begin{cases} 1 & x(t) > a \\ \frac{1}{2} & x(t) = a \\ 0 & x(t) < a \end{cases}$$

因而,若随机过程 $x(t)$ 、 $\dot{x}(t)$ 和 $\ddot{x}(t)$ 的联合概率密度函数 $p_{xxx}(x, \dot{x}, \ddot{x}, t)$ 给定时, $m(a, T)$ 的期望值为

$$E[m(a, T)] = - \int_0^T dt \int_a^\infty \int_{-\infty}^0 \dot{x} p_{xxx}(x, 0, \dot{x}, t) d\dot{x} dx \quad (3-73)$$

单位时间内极值超过给定的 $x=a$ 的总次数的期望值 $\mu(a, t)$, 根据式 (3-73) 为

$$\mu(a, t) = - \int_a^\infty \int_{-\infty}^0 \dot{x} p_{xxx}(x, 0, \dot{x}, t) d\dot{x} dx \quad (3-74)$$

若取 $a=-\infty$, 则 $\mu(-\infty, t)$ 为单位时间内的任意极值的总数的期望值, 则极值的概率分布函数 $F_p(a, t)$ 为

$$F_p(a, t) = \frac{\mu(-\infty, t) - \mu(a, t)}{\mu(-\infty, t)} = 1 - \frac{\mu(a, t)}{\mu(-\infty, t)} \quad (3-75)$$

式 (3-75) 对 a 微分, 得极值的概率密度函数 $p_p(a, t)$ 为

$$p_p(a, t) = - \frac{1}{\mu(-\infty, t)} \int_{-\infty}^0 \dot{x} p_{xxx}(a, 0, \dot{x}, t) d\dot{x} \quad (3-76)$$

若 $x(t)$ 为零均值的平稳高斯随机过程, 随机过程 $x(t)$ 、 $\dot{x}(t)$ 和 $\ddot{x}(t)$ 的联合概率密度函数 $p_{xxx}(x, \dot{x}, \ddot{x})$ 为

$$p_{xxx}(x, \dot{x}, \ddot{x}) = \frac{1}{(2\pi)^{\frac{3}{2}} |\sigma_x^2 \Delta|^{\frac{1}{2}}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x^2}{\sigma_x^2} + \frac{\sigma_x^2 \dot{x}^2 + 2\sigma_x^2 x \ddot{x} + \sigma_x^2 \ddot{x}^2}{\Delta} \right) \right] \quad (3-77)$$

式中: $\sigma_x^2 = \lambda_0$, $\sigma_{\dot{x}}^2 = \lambda_2$, $\sigma_{\ddot{x}}^2 = \lambda_4$, $\Delta = \sigma_x^2 \sigma_{\ddot{x}}^2 - \sigma_{\dot{x}}^4 = \lambda_0 \lambda_4 - \lambda_2^2$ 。

当 $x(t)=0$ 时, 式 (3-77) 可写为

$$p_{xxx}(x, 0, \ddot{x}) = \frac{1}{(2\pi)^{\frac{3}{2}} \sqrt{\lambda_2 \Delta}} \exp \left[-\frac{1}{2\Delta} (\lambda_4 \ddot{x}^2 + 2\lambda_2 x \ddot{x} + \lambda_0 x^2) \right] \quad (3-78)$$

将式 (3-78) 代入式 (3-76), 并令 $\eta = \frac{a}{\sigma_x}$, 可得极值的概率密度函数为

$$p_p(\eta) = \frac{q_2}{\sqrt{2\pi}\sigma_x} \exp\left(-\frac{\eta^2}{2q_2^2}\right) + \frac{\sqrt{1-q_2^2}}{2\sigma_x} \eta \exp\left(-\frac{\eta^2}{2}\right) \left[1 + \operatorname{erf}\left(\sqrt{\frac{1-q_2^2}{2q_2^2}} \eta\right)\right] \quad (3-79)$$

式中：误差函数为

$$\operatorname{erf}(x) = \sqrt{\frac{2}{\pi}} \int_0^x \exp\left(-\frac{\lambda^2}{2}\right) d\lambda \quad (3-80)$$

对于不同的谱参数 q_2 值，极值的概率密度函数曲线如图 3-9 所示。

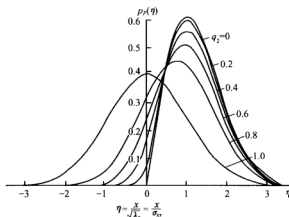


图 3-9 不同 q_2 值的极值概率密度函数 $p_p(\eta)$ 曲线

当 $q_2=0$ 时即为窄带过程，式 (3-79) 可写为

$$p_p(\eta) = \frac{\eta}{\sigma_x} \exp\left(-\frac{\eta^2}{2}\right) \quad (3-81)$$

式 (3-81) 为瑞雷 (Rayleigh) 分布概率密度函数。

当 $q_2=1$ 时，式 (3-79) 可写为

$$p_p(\eta) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_x} \exp\left(-\frac{\eta^2}{2}\right) \quad (3-82)$$

式 (3-82) 为高斯 (Gaussian) 分布概率密度函数。

3-2-9 地震动的随机过程模型^[1,4,7]

最早用随机振动模型表示地震动是 Housner (1947)^[29] 和 Rosenblueth (1956)，他们将地震动当作是随时间随机分布的速度脉冲（散粒噪声过程）：

$$x(t) = \sum_{i=1}^m x_i \delta(t - t_i) \quad (3-83)$$

式中： x_i ——期望值为零、相互独立的随机脉冲；

$\delta(t)$ ——Dirac δ 函数；

t_i ——第 i 个随机脉冲的到达时刻。

后来的研究表明，这一模型等价于白噪声，其加速度功率谱密度函数是 $S(\omega) = S_0$ 。

的水平线。由于这一过程极为简单，地震动的频带也较宽，至今仍见采用，它可以作为第一次近似。有限带宽（ $-\omega_0, \omega_0$ ）的白噪声是对白噪声的一种修正，它可以避免 $\int_{-\infty}^{\infty} S(\omega) d\omega$ 为无限的不适当现象。到目前为止，最常用的随机振动模型还是过滤白噪声，它实际上就是具有一定自振频率和阻尼的振子对白噪声输入的反应过程。这种形式的加速度功率谱密度函数是由 Kanai (1957) 和 Tajimi (1960) 等人提出的，其数学模型如下：

$$S_z(\omega) = \frac{1 + 4\lambda_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right]^2 + 4\lambda_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2} S_0 \quad (3-84)$$

式中： S_0 ——表示基岩白噪声的扰动强度；

ω_g, λ_g ——场地特征频率和特征阻尼比。

该模型是将场地视为单自由度线性滤波器，由基岩白噪声通过土层滤波得到。因此，此模型考虑了场地土对地震动频谱的影响，具有非常明确的物理意义。但是，该模型有两个缺点：一是夸大了低频段（长周期）地震动的能量，二是不满足地震动的速度和位移必须是有限的条件。

Penzien (1975) 为了克服 Kanai-Tajimi 加速度功率谱密度函数的缺点，把场地视为双自由度系统，提出了如下的修正“双过滤”加速度功率谱密度函数：

$$S_z(\omega) = \frac{1 + 4\lambda_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right]^2 + 4\lambda_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2} \times \frac{\left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^4}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^2\right]^2 + 4\lambda_f^2 \left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^2} S_0 \quad (3-85)$$

式中： ω_f, λ_f ——低频滤波的场地特征频率和特征阻尼比。

可以看出，Penzien 谱只修正了 Kanai-Tajimi 谱密度函数的很低频段部分，使其与实际地震动更加符合，而其余频段的谱值几乎不变。

松岛丰 (1986) 假设基岩地震动为“马尔可夫”有色谱，将场地视为单自由度线性滤波器，提出了如下改进的 Kanai-Tajimi 加速度功率谱密度函数：

$$S_z(\omega) = \frac{1 + 4\lambda_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right]^2 + 4\lambda_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2} \times \frac{1}{1 + \left(\frac{\omega}{\omega_h}\right)^2} S_0 \quad (3-86)$$

式中： ω_h ——反映基岩特性的谱参数。

上述几种随机地震动模型都是平稳的，但从地震动记录图上可以看出，实际的地震动是非平稳的随机过程。这种非平稳性可分成三个阶段：开始阶段，地震动迅速从小到大；接着是平稳阶段，地震动大体上保持其平均强度不变；然后是衰减阶段，地震动比较缓慢地逐步减小。因此，研究者们通常采用随时间变化的确定性的强度函数 $f(t)$ 和零均值的平稳随机过程 $x(t)$ 的乘积来反映这种非平稳性，称为平稳化随机过程，其一般表达式为

$$y(t) = f(t)x(t) \quad (3-87)$$

可见, 平稳化随机过程也就是演变随机过程或均匀调制过程。国内外研究者们对强度函数 $f(t)$ 进行了大量的研究, 通常采用的强度函数可归纳为两类: 分段型函数和连续型函数。目前, 国内大多数采用如下分段型函数:

$$f(t) = \begin{cases} \left(\frac{t}{t_1}\right)^2 & 0 \leq t < t_1 \\ 1 & t_1 \leq t < t_2 \\ e^{-c(t-t_2)} & t_2 \leq t < t_3 \end{cases} \quad (3-88)$$

式中: t_1 、 t_2 、 t_3 、 c ——控制强度函数形状的参数。

这四个参数均可通过实际地震记录的统计分析给出, 其值与地震震级、距离和地震波的传播途径有关。

3-3 地震动的工程特性及其影响因素

地震动是非常复杂的, 具有很强的随机性, 同一次地震在不同地点记录到的地震波、同一地点在不同地震中记录到的地震波均有很大差异。根据地震的宏观震害经验和仪器观测数据的分析和总结, 一般认为, 对工程抗震而言, 地震动的主要特性可以通过三个基本要素来描述, 即地震动的幅值、频谱和持时(持续时间)。现分别叙述如下。

3-3-1 地震动的幅值^[1,7]

地震动的幅值可以是指地震动加速度、速度或位移三者之一的峰值、最大值或某种意义上下的有效值。长期以来, 研究者们试图寻找一个简单的物理指标来表示地面运动的幅值, 迄今为止, 已经提出多种描述地面运动幅值的定义, 主要有以下几种。

1. 加速度最大值 a_{\max} 和速度最大值 v_{\max}

早期人们用静力的观点看待地震动, 着重认识到地震动幅值的重要性。从牛顿第二定律出发, 认为加速度幅值 a_{\max} 可以作为地震动强弱的标志。这一认识后来曾发展改用地震动最大速度 v_{\max} , 认为它与地震动的能量有关。在取得了大批强地震动观测记录之后, 最大加速度 a_{\max} 是研究得最多的量。它的最主要优点是比较直观, 应用方便, 因而在地震工程领域得到广泛的接受和应用。但采用这一定义存在以下几方面的主要缺陷。一是地震记录在数字化过程中因等时间间距取值, 可能会越过峰点、谷点而丢掉最大值。分析表明, 对竖向加速度时间过程而言, 按非等时间间距给出的最大值和按 0.02 s 等时间间距给出的最大值之比可以达到 1.5 : 1; 对于水平加速度时间过程而言, 两者之比可以达到 1.3 : 1 (基岩场地) 或 1.2 : 1 (硬土地)。这种差别的大小与地震动的主频率有密切的关系。假若按固定的等时间间距去取值, 对于高频振动, 所取得的最大值会比真实的最大值小得多。由于竖向地震动主频率较高、基岩水平地震动次之、硬土地水平地震动又次之, 所以会有上述结果。速度和位移的主周期长得多, 等时间间距取值带来的误差就小得多。二是早期的仪器是模拟式强震仪, 这种仪器只能不失真地记录到周期大于 0.06 s 左右的振动, 对于周期小于 0.04 s 左右的振动将严重失真, 而地

震动加速度最大值与高频振动分量关系极为密切。此外，很高的高频分量，如周期小于 0.01 s，对结构物的影响并不是很大。

由于上述原因，研究者们提出了有效峰值的概念，它们的意义均带有一定的主观性。

2. 有效峰值加速度 EPA 和有效峰值速度 EPV

美国 ATC-3 样板规范 (1978) 采用有效峰值加速度 EPA 和有效峰值速度 EPV 作为地震动幅值指标。有效峰值加速度 EPA 和速度 EPV 分别定义为

$$EPA = \frac{S_a}{2.5} \quad (3-89)$$

$$EPV = \frac{S_v}{2.5} \quad (3-90)$$

式中： S_a ——阻尼比 $\lambda=0.05$ 的反应谱在周期 $T=0.1\sim 0.5$ s 内的加速度反应谱的平均值；

S_v ——阻尼比 $\lambda=0.05$ 的反应谱在周期 $T=0.8\sim 2.5$ s 内的速度反应谱的平均值。

这样定义的有效峰值与真实峰值有关，但并不等于、甚至比例于真实峰值。如果地震动中包含有很高的频率分量，则有效峰值加速度 EPA 显著小于真实峰值 a_{\max} ，但有效峰值速度 EPV 常大于大震级、远距离处的真实峰值速度 v_{\max} 。

3. 持续加速度 a_s 和持续速度 v_s

为了反映持时的影响，有的研究者，如 Nuttli (1979)、长谷川 (1981) 等，建议采用第 3 个～第 5 个峰值作为地震动加速度幅值指标，称为持续加速度 a_s 。他们认为地震引起的结构破坏，一般需要有一个积累的时间过程，多次达到最大值可以部分地反映这个意义。根据他们的研究， $\frac{a_s}{a_{\max}}$ 平均约为 $\frac{2}{3}$ 。持续速度 v_s 的定义与此相同，其平均比

值 $\frac{v_s}{v_{\max}}$ 略小一点。

4. 概率有效峰值

Mortgat (1979) 建议按概率分布函数给出具有概率意义的概率有效峰值。Bolt 等 (1982) 采用的有效峰值加速度也属于这一种。他们取随机过程中超过概率为 5% 或 10% 的峰值作为加速度峰值的有效值。

5. 等反应谱有效加速度

将一地震动加速度时间过程 $a(t)$ 最大的一个或几个加速度峰值削去，使最大加速度从 a_{\max} 降为 a' 而加速度反应谱几乎不变，则等反应谱有效加速度 a_e 定义为 $a_e = \frac{a'}{0.9}$ 。

6. 均方根加速度 a_{rms}

由于地震动是一个随机过程，因此，从随机过程观点看，加速度随机过程 $a(t)$ 的最大峰值是一个随机量，不宜作为地震动的标志，而方差则是表示地震动随机过程幅值

大小的一个统计特征。因此, 如果将地震动加速度随机过程 $a(t)$ 看作在强震动阶段 T_d 内是平稳随机过程, 则均方根加速度 a_{rms} 定义为

$$a_{rms}^2 = \sigma_a^2 = \frac{1}{T_d} \int_0^{T_d} a^2(t) dt \quad (3-91)$$

加速度最大值 a_{max} 描述地震动的局部特性, 它主要表示最大峰值的大小, 决定于高频振动成分, 并不说明其他峰值的相对大小; 持续加速度 a_s 对次要的峰值虽有一定的考虑, 但很粗略而局限; 其他几个有效或等效加速度最大值, 则都是地震动总强度的平均描述。它虽能反映整体, 但只是平均, 而不能反映局部的分布情况。

根据目前的认识水平, 地震动幅值的大小受震级、震源机制、传播途径与距离、局部场地条件等因素的影响。一般地讲, 在近场内, 基岩峰值加速度大于软弱场地的地表峰值加速度, 而在远场则相反。

3-3-2 地震动频谱特性^[1,7~10]

所谓地震动频谱特性是指地震动对具有不同自振周期的结构反应特性的影响。凡是表示一次地震动中振幅与频率关系的曲线, 统称为频谱。在地震工程中通常用傅里叶谱、反应谱和功率谱来表示。

1. 傅里叶谱

傅里叶谱是数学上用来表示复杂函数的一种经典的方法, 即把复杂的地震动加速度过程 $a(t)$ 按离散傅里叶变换技术展开为 N 个不同频率的组合:

$$a(t) = \sum_{i=1}^N A_i(\omega) \sin[\omega_i t + \varphi_i(\omega)] \quad (3-92)$$

式中: $A_i(\omega)$ 、 $\varphi_i(\omega)$ ——圆频率为 ω_i 的振动分量的振幅和相位角。

$A_i(\omega)$ 、 $\varphi_i(\omega)$ 与 ω_i 的关系曲线分别称为傅里叶幅值谱和相位谱, 两者统称为傅里叶谱, 式 (3-93) 可改写为

$$a(t) = \sum_{i=1}^N A_i(i\omega) e^{i\omega_i t} \quad (3-93)$$

这里, $i = \sqrt{-1}$, 复函数 $A(i\omega)$ 就是傅里叶谱, 其模 $|A(i\omega)|$ 为幅值谱, 有时写为 $F(\omega)$ 。

从随机过程观点看, 一条地震动时程曲线只是一个地震动随机过程的一个样本, 它是随机的, 因而, 从一个样本求得的傅里叶谱也是随机的。如果可以对同一情况下的地震动得到多次记录 (即多个样本), 就可以按 3.2 节的理论求得傅里叶谱的期望值 $E[A(i\omega)]$, 它就可以作为统计特征来描述这种地震动的特性。但是, 这种可能性是不大的。因此, 如果地震动的强震动段 $a(t)$ 的持续时间比较长, 如几十秒, 则可以按 3.2 节的理论将这几十秒的记录分为若干段, 先求出各分段的傅里叶谱, 再在几个分段之间求平均值, 由此得出的结果, 在周期小于分段时间长度时是可靠的。

2. 反应谱

Biot (1940) 通过对强地震动记录的研究, 首次提出了反应谱的概念。20 世纪 50 年代初, Housner 及其合作者发展了这一理论。反应谱是通过理想化的单质点线弹性体

系的反应来描述地震动特性。设有一自振频率为 ω 、阻尼比为 λ 的单质点线弹性体系，在支承处受到地震动加速度过程 $a(t)$ 的作用，从静止开始，则单质点线弹性体系的相对位移 $x(t)$ 可以写成如下的杜哈美 (Duhamel) 积分：

$$x(t) = \int_0^t a(\tau) h(t-\tau) d\tau \quad (3-94)$$

式中： $h(\tau)$ ——单位脉冲反应函数，可表示为

$$h(t) = -\frac{1}{\omega_d} e^{-\lambda \omega t} \sin \omega_d t \quad (3-95)$$

式中： ω_d ——有阻尼自振圆频率， $\omega_d = \omega \sqrt{1-\lambda^2}$

由此可得相对位移 $x(t)$ 、相对速度 $\dot{x}(t)$ 和绝对加速度 $\ddot{y}(t) = \ddot{x}(t) + a(t)$ 分别为

$$x(t) = -\frac{1}{\omega_d} \int_0^t a(\tau) e^{-\lambda \omega(t-\tau)} \sin[\omega_d(t-\tau)] d\tau \quad (3-96)$$

$$\dot{x}(t) = -\frac{\omega}{\omega_d} \int_0^t a(\tau) e^{-\lambda \omega(t-\tau)} \cos[\omega_d(t-\tau) + \theta] d\tau \quad (3-97)$$

$$\ddot{y}(t) = \frac{\omega^2}{\omega_d} \int_0^t a(\tau) e^{-\lambda \omega(t-\tau)} \sin[\omega_d(t-\tau) + 2\theta] d\tau \quad (3-98)$$

式中： $\tan \theta = \frac{\lambda}{\sqrt{1-\lambda^2}}$ 。

当阻尼比很小时， $\lambda^2 \ll 1$ ，则上述公式变为

$$x(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t a(\tau) e^{-\lambda \omega(t-\tau)} \sin[\omega(t-\tau)] d\tau \quad (3-99)$$

$$\dot{x}(t) = -\int_0^t a(\tau) e^{-\lambda \omega(t-\tau)} \cos[\omega(t-\tau)] d\tau \quad (3-100)$$

$$\ddot{y}(t) = \omega \int_0^t a(\tau) e^{-\lambda \omega(t-\tau)} \sin[\omega(t-\tau)] d\tau = -\omega^2 x(t) \quad (3-101)$$

由此可以计算出相对位移反应谱 $S_d(\lambda, \omega)$ 、相对速度反应谱 $S_v(\lambda, \omega)$ 和绝对加速度反应谱 $S_a(\lambda, \omega)$ ：

$$S_d(\lambda, \omega) = |x(t)|_{\max} = \left| \frac{1}{\omega} \int_0^t a(\tau) e^{-\lambda \omega(t-\tau)} \sin[\omega(t-\tau)] d\tau \right|_{\max} \quad (3-102a)$$

$$S_v(\lambda, \omega) = |\dot{x}(t)|_{\max} = \left| \int_0^t a(\tau) e^{-\lambda \omega(t-\tau)} \cos[\omega(t-\tau)] d\tau \right|_{\max} \quad (3-102b)$$

$$S_a(\lambda, \omega) = |\ddot{y}(t)|_{\max} = \omega^2 S_d(\lambda, \omega) \quad (3-102c)$$

作为一个例子，图 3-10 给出 1976 年宁河地震天津医院地下室记录的相对位移、相对速度和绝对加速度反应谱，从中可以看出阻尼比对反应谱的影响。对于绝对加速度反应谱，通常采用动力系数 $\beta = \frac{S_a(\lambda, \omega)}{|a(t)|_{\max}}$ 的方式来表示。

当地震动 $a(t)$ 相当长，由于前两式积分号内的正弦与余弦两因子在有多周期时只相差一个相位 $\frac{\pi}{2}$ ，而且 $a(t)$ 杂乱无章，所以正弦与余弦可互相交换而差别不大。假若允许这个误差，则上述公式存在关系

$$S_a(\lambda, \omega) = \omega S_v(\lambda, \omega) = \omega^2 S_d(\lambda, \omega) \quad (3-103)$$

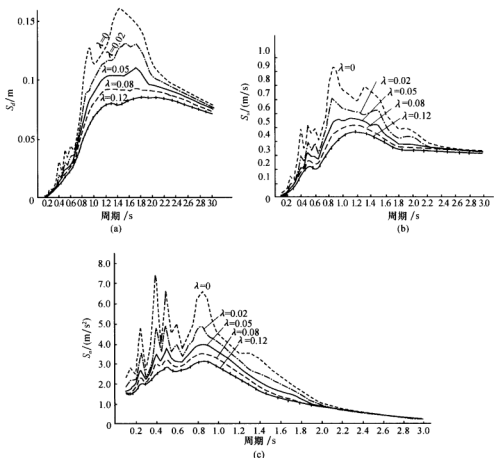


图 3-10 宁河地震天津医院地下室记录的反应谱

这样计算得到的相对速度反应谱 $S_v(\lambda, \omega)$ 常称为准速度谱 $PSV(\lambda, \omega)$ 。数值计算表明, 准速度谱 $PSV(\lambda, \omega)$ 与真速度谱 $S_v(\lambda, \omega)$ 的差别一般不大, 参见图 3-11。

由于反应谱的每一个坐标所对应的单质点线弹性体系的自振周期(频率)都在改变, 所以, 这个单质点线弹性体系可以更好地看作为一个具有移动窗的滤波器, 假如这个滤波器的通频带极窄(即阻尼趋近于零), 则滤波作用接近于傅里叶变换。假若这个滤波器可以用一个二阶常微分方程描述, 则滤波结果即为反应谱。

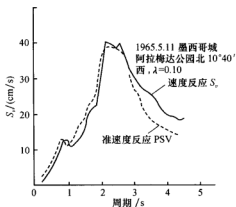


图 3-11 准速度谱与真速度谱的关系

和傅里叶谱相比, 由于采用了阻尼, 从而包含了附近频率分量的影响, 因而是以单质点线弹性体系传递函数为权的地震动傅里叶谱的加权平均。这一点从相对位移 $x(t)$ 、相对速度 $\dot{x}(t)$ 和绝对加速度 $\ddot{y}(t) = \ddot{x}(t) + a(t)$ 的如下频域公式可以更好的了解:

$$Y(i\omega) = H(i\omega)A(i\omega) \quad (3-104)$$

式中: $A(i\omega)$ ——单质点线弹性体系的输入 $a(t)$ 的傅里叶谱;

$Y(i\omega)$ ——单质点线弹性体系的输出, 即 $x(t)$ 、 $\dot{x}(t)$ 和 $\ddot{y}(t)$ 的傅里叶谱;

$H(i\omega)$ ——单质点线弹性体系的传递函数。

对于 $x(t)$ 、 $\dot{x}(t)$ 和 $\ddot{y}(t)$, 根据函数与其导数的谱密度之间的关系可知, 分别为

$$H_x(i\omega) = \frac{1}{\omega_0^2 - \omega^2 + i2\lambda\omega_0\omega} \quad (3-105)$$

$$H_{\dot{x}}(i\omega) = \omega H_x(i\omega) = \frac{\omega}{\omega_0^2 - \omega^2 + i2\lambda\omega_0\omega} \quad (3-106)$$

$$H_{\ddot{y}}(i\omega) = 1 + \omega^2 H_x(i\omega) = \frac{\omega_0^2 + i\omega_0\omega}{\omega_0^2 - \omega^2 + i2\lambda\omega_0\omega} \quad (3-107)$$

式中: ω_0 、 λ ——单质点线弹性体系的自振圆频率和阻尼比;

i ——虚数符号, $i = \sqrt{-1}$ 。

由此可见, 结构反应同时包含了地震动与结构两者的特性, 当然, 结构的特性是固定的; 对于反应谱而言, 一条反应谱曲线是有许多不同滤波器或不同结构特性所反映出来的结果。

场地条件对反应谱曲线形状的影响, 目前已经被各国抗震规范所接受。我国早在 1964 年《地震区建筑设计规范(草案)》中就明确提出了这一影响, 图 3-12 是对我国制定《地震区建筑设计规范(草案)》时的部分依据, 而美国和日本在抗震规范中引入场地条件的影响是在 20 世纪 70 年代, 比我国晚十余年。

对反应谱曲线形状有重要影响的还有震级和距离。Kuribayashi 等 (1972)^[8]、周雍年 (1984)^[9] 对震级、距离和场地条件对反应谱曲线形状的影响进行了较系统的研究, 图 3-13 给出了周雍年的研究结果。可以看出, 震级对反应谱形状的影响主要反映在周期大于 0.4 s 的长周期部分。震级愈大, 地震动长周期分量愈大, 而且震级对反应谱形状的影响程度不低于场地条件的影响程度, 甚至还要大一些。

3. 功率谱

功率谱密度函数 $S(\omega)$ (通常简称为功率谱) 是随机过程在频域中描述过程特性的物理量, 它可以定义为地震动随机过程 $a(t)$ 的傅里叶幅值谱 $A(\omega)$ 的平方平均值:

$$S(\omega) = \frac{1}{2\pi T_d} E[A^2(\omega)] \quad (3-108)$$

式中: T_d ——地震动持续时间。

从随机过程观点看, 反应谱所表示的任一反应量 $y(t)$ 的最大值 y_{\max} , 必须与其出现或超过的概率 p 相联系才有意义。Vanmarcke (1976) 明确提出了下述关系:

$$y_{\max} = r_p \sigma_y \quad (3-109)$$

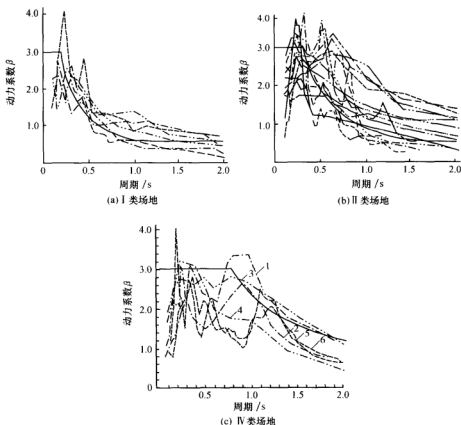


图 3-12 不同场地的平均反应谱与地震动样本反应谱的比较

式中: σ_y ——反应量随机过程 $y(t)$ 的均方差, 可由功率谱密度函数计算得到;

r_p ——峰值因子, 是超过最大值 y_{\max} 的概率 p 的函数, 可由 $y(t)$ 的峰值分布概率密度函数计算得到。

加速度反应谱 $S_a(\lambda, \omega)$ 与单边功率谱密度函数 $G(\omega)$ 之间的关系为

$$S_a^2(\lambda, \omega) = r_p^2 \left[\omega_0 G(\omega_0) \left(\frac{\pi}{4\lambda} - 1 \right) + \int_0^{\omega_0} G(\omega) d\omega \right] \quad (3-110)$$

式中: ω_0 、 λ ——单质点线弹性体系的自振圆频率和阻尼比;

$G(\omega_0)$ ——输入地震动加速度单边功率谱密度函数 $G(\omega)$ 在频率 ω_0 处的值。

若频率不太高, 则式 (3-110) 右边第二项可以省略; 同时, 由于 $\frac{\pi}{4\lambda} \gg 1$, 因此, 式 (3-110) 可以近似为

$$S_a^2(\lambda, \omega) = r_p^2 \frac{\omega_0 \pi}{4\lambda} G(\omega_0) \quad (3-111)$$

Kaul (1978)^[11]也得到了与式 (3-111) 完全相同的结果, 即

$$S_a^2(\lambda, \omega) = \frac{\omega_0 \pi}{2\lambda} S(\omega_0) \left\{ 2 \lg \left[-\frac{\pi}{\omega_0 T_d} \lg(1-p) \right]^{-1} \right\} \quad (3-112)$$

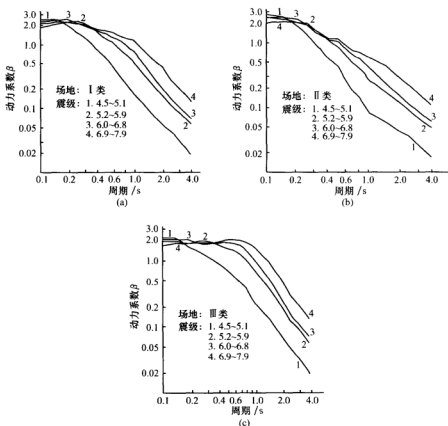


图 3-13 不同震级和场地条件分类的反应谱

式中: p ——超越概率, 一般可取 0.05~0.10;

r_p ——峰值因子, 取 $r_p^2 = 2 \lg \left[-\frac{\pi}{\omega_0 T_d} \lg(1-p) \right]^{-1}$;

$S(\omega)$ ——输入地震动加速度双边功率谱密度函数。

根据式 (3-112), 只要事先选定超越概率 p , 可以直接从功率谱计算反应谱。假若已知反应谱, 则可通过式 (3-112) 的迭代运算求得功率谱。上述关系在人工地震动的合成中得到广泛应用。

前面已经通过介绍场地条件对反应谱曲线形状的影响, 讨论了场地条件对地震动频谱特性的影响。下面以功率谱来进一步阐述场地条件对地震动频谱特性的影响。

图 3-14~图 3-16 是从典型的日本强震记录得到的加速度功率谱密度曲线^[7]。图 3-14 给出了同一地震且震中距相近的硬土和软土地地上加速度记录的功率谱密度曲线, 可以看到, 软土地地上的加速度记录几乎不含 5 Hz 以上的频率成分; 而硬土地地上加速度记录的频率成分比较丰富。图 3-15 为场地条件相同、震级和震中距不同的加速度记录的功率谱密度曲线, 可以看到, 对于震级和震中距都较大的加速度记录, 1.5 Hz

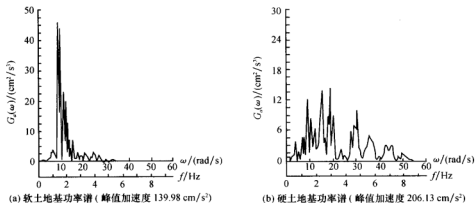


图 3-14 同一地震且震中距相近时场地条件对加速度功率谱的影响

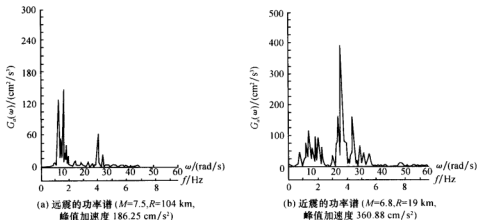


图 3-15 场地条件相同时震级和震中距对加速度功率谱的影响

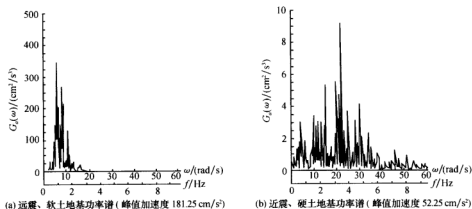


图 3-16 震级相同时场地条件和震中距对加速度功率谱的影响

及其附近的频率成分较为丰富,而对于震级和震中距都较小的加速度记录,则以 4.0 Hz 及其附近的频率成分最为丰富。图 3-16 为震级相同而震中距和场地条件不同的加速度记录的功率谱密度曲线,可以看到,两者的功率谱密度曲线也相差很大,近震、硬场地加速度记录的频率成分比较丰富;而远震、软场地的加速度记录几乎不含 3 Hz 以上的频率成分。

综上所述,震级、震中距和场地条件对地震动的频谱特性有重要影响。震级越大、震中距越远,地震动长周期成分越丰富;硬场地上的地震动记录频率成分比较丰富,而软场地上的地震动记录卓越频率显著。

3-3-3 地震动持时

震害经验和试验研究都表明,地震动持续时间(简称持时)对结构物的破坏有重要影响。在震害调查中,常常有亲身经历的人说:“要是震动时间再长一点,这房子就要倒了。”这是一般人认为地震动持时是影响结构物破坏的重要因素的朴素反映。大多数地震工程学家也都认为地震动持时是地震动工程特性的三要素之一,他们从实际震害调查资料、结构的低周疲劳现象、破坏的积累效应、试验与理论分析等方面,都坚信这一点。但是,目前对地震动持时的定义尚不统一,综合起来,主要有以下几种(谢礼立和周雍年,1988)^[10]。

1. 以地震动绝对幅值定义的持时

取加速度记录图上绝对幅值首次和最后一次达到或超过给定值(如 0.05g)之间所经历的时间作为地震动持时。

2. 以地震动相对幅值定义的持时

取地震动参数(加速度、速度或位移)在首次和最后一次达到或超过峰值的给定比值(如 1/3, 1/5)之间所经历的时间作为地震动持时。

3. 以地震动的总能量定义的持时

取地震动能量从达到总能量的 5% 开始至达到总能量的 95% 为止所经历的时间作为地震动持时。

4. 以地震动的平均能量定义的持时

在给定的持续时间 D_i 内加速度均方值应等于整个加速度记录的能量在 D_i 上的平均值,将此持续时间 D_i 作为地震动持时。

5. 以地震和结构主要参数定义的持时——工程持时

这种地震动持时不仅与地震的主要参数如震级、震中距及场地条件相联系,而且与

结构的主要参数如质量、自振周期、屈服强度、阻尼比等有关。

3-4 地震烈度与地震动参数的关系

地震烈度与地震动参数的关系是一个古老的课题。1888年 Holden 地震烈度表第一次提出用地震动加速度作为地震烈度的定量指标，可以说是正式反映这一课题的研究。地震动是引起宏观现象的作用，地震烈度是宏观现象严重程度的量度。前者是因，后者是果，两者之间应有一定的联系。由于地震烈度是一个简单定性的概念，不少人希望赋予它一个定量的物理指标，既给地震烈度以定量的含义，又可以使它更好地为工程抗震服务。既然地震烈度也是表示地震动强弱的概念，就应该寻找一个地震动参数与之对应。这一课题一直有人在研究，只是目前人们已经放弃了用地震动的单一参数与之联系的努力，而代之以多参数。

3-4-1 地震烈度与地震动参数峰值的关系^[1,12,13]

自从20世纪中叶以来，美国、日本已经取得大量近代仪器记录的地震动过程 $a(t)$ ，在有效频率范围内（如 $0.3 \sim 20$ Hz）是地震动真实的记录。凡是强烈的地震动，记录当地均有评定的地震烈度。这样的数据为研究地震烈度与地震动的关系提供了良好的资料。下面介绍几个有代表性的结果。

1. 地震烈度与地震动单一参数的关系

早期发表的关于地震动仪器记录的峰值加速度 a 与地震烈度 I 关系的研究结果中，有 Gutenberg 和 Richter (1965) 的结果：

$$\lg a = \frac{I}{3} - \frac{1}{2} \quad (3-113)$$

这里， a 以 cm/s^2 计，烈度 I 为 12 度地震烈度表中的烈度值。刘恢先在 1980 中国地震烈度表中提出的结果为

$$\lg \bar{a} = 0.3I \pm \sigma \quad (3-114a)$$

$$\lg \bar{v} = 0.3I - 1.0 \pm \sigma \quad (3-114b)$$

这里， $\lg \bar{a}$ 、 $\lg \bar{v}$ 为峰值加速度 a (cm/s^2) 和峰值速度 v (cm/s) 的对数平均值。为了保持烈度的连续性，在烈度表中取 $\sigma=0.15$ 。

由于峰值加速度 a 与地震烈度 I 之间的关系离散性过大，有人研究了峰值速度 v (cm/s) 与地震烈度 I 之间的关系。Mcguire (1979) 提出下述结果：

$$I = 4.9 + 0.49 \ln v + 0.4s \quad \sigma = 0.59 \quad (3-115)$$

Theodulidis 和 Papazachos (1992) 由希腊、日本和美国阿拉斯加的记录得到

$$\ln v = -0.36 + 0.79I + 0.04s \quad (3-116)$$

式 (3-115) 和式 (3-116) 中， $s=0$ 表示基岩场地， $s=1$ 表示冲积土地。

图 3-17 和图 3-18 给出了一些代表性的结果与一批地震烈度原始数据之间的关系。

2. 地震烈度与地震动多个参数的关系

由图 3-17 和图 3-18 可见, 地震烈度与单个地震动参数之间的关系都不太好。烈度相差一度, 峰值加速度与峰值速度的均值约差一倍, 而同一烈度所对应的实测加速度或速度的峰值却有几十倍的变化。为此, 不少人认为追求此种对应关系是不明智的。因而, 有不少人研究了地震烈度与多个地震动参数之间的关系。

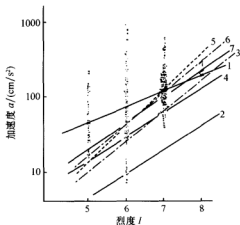


图 3-17 地震烈度与峰值加速度的关系

1. 图中数据回归; 2. 肯卡尼, 1904; 3. 石本已世雄, 1931; 4. 古登堡-里克特, 1956; 5. 彼得施米特, 1952; 6. 赫什伯格, 1956; 7. 中国地震烈度表 (1980)

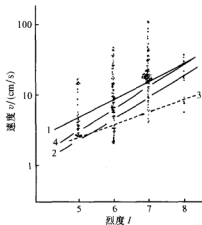


图 3-18 地震烈度与峰值速度的关系

1. 图中数据回归; 2. 纽曼, 1960; 3. 金井清, 1967; 4. 中国地震烈度表 (1980)

刘恢先在 20 世纪 80 年代详细研究了地震烈度的定量标准^[13]。他根据国内外取得的强震加速度记录与相应点的地震烈度资料, 用统计方法研究了地震烈度与一组地震动参数之间的关系。他考虑过的地震动参数很多, 其中包括水平向与竖向的峰值加速度、速度与位移、持时、其他谱参数等。他得到两个结果, 第一, 以水平向峰值速度与地震烈度的相关性最强, 多参数的组合并不能加强其与地震烈度的相关性; 第二, 推荐了分别用峰值加速度、峰值速度与峰值位移定量表示的地震烈度。

20 世纪 70 年代, McGuire 在地震烈度 I 与地震动单一参数 Y (可以是峰值加速度或速度) 的关系中增加了震级 M 与距离 R (可以是震中距、震源距或断层距), 从而用回归统计分析方法求如下的换算关系:

$$\lg Y = C_0 + C_1 I + C_2 M + C_3 \lg R \quad (3-117)$$

式中: C_0 、 C_1 、 C_2 、 C_3 ——回归统计分析的系数。

目前, 公认的地震动参数 Y 与地震烈度 I 的衰减关系是

$$I = f(M, R) \quad (3-118)$$

$$\lg Y = g(M, R) \quad (3-119)$$

由此可见,地震烈度与地震动参数,无论是峰值加速度、速度、位移、反应谱或持时,都与震源特性和传播途径中的介质有关,震级 M 是震源特性的简单表示,距离 R 是传播途径中介质影响的简单表示。根据上述两个关系,可以理解地震烈度、不同的地震动参数之间存在相关性;另外,由于震级与距离分别是震源特性与传播途径影响极为简化的参数,因此,上述相关性会有较大的离散性。

若不考虑上述两种关系中的不确定因素,就可以求得三个参数之间的如下关系:

$$I = F(Y, M) \quad (3-120)$$

$$I = F'(Y, R) \quad (3-121)$$

$$I = G(Y_1, Y_2) \quad (3-122)$$

这里, Y_1 与 Y_2 分别表示不同的地震动参数,如峰值加速度与持时。式(3-122)的应用要特别小心,若使用不当,则不足以反映 M 与 R 的影响。由此可见,地震烈度与地震动单一参数之间的关系

$$I = G'(Y) \quad (3-123)$$

是不确定的,因为它不能反映另一地震动参数 M 或 R 的影响。不确定性的物理意义可以从以下两方面来理解。第一,峰值加速度不是对震害或地震烈度有重要影响的唯一因素,现在公认的影响因素在地震动方面至少还有反应谱与持时,在自然环境方面有场地条件;第二,为了在地震烈度与地震动单一参数的关系中再考虑其他地震动参数的影响,增加第三个参数如 M 或 R 是恰当的。

3. 地震烈度与地震动参数关系的多值性

上述讨论的地震烈度与地震动参数关系中,把地震烈度作为一个连续量看待。实际上地震烈度是个离散量,是一个人为的等级划分。在讨论这两种不同量的相应关系时,不能忽略这种本质上的差异,不能追求一般物理量之间的那种一一对应关系。图3-19给出了地震烈度与地震动峰值加速度两种衰减关系的示意图,地震烈度衰减是根据等震线图的物理概念绘制的。与地震烈度 I 相对应的峰值加速度应该是 a_i 至 a'_i 中的值,而不是 a_i 一个值。这才是与地震烈度与峰值加速度关系研究中的数值相匹配的。

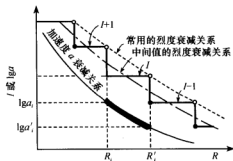


图3-19 地震烈度与峰值加速度衰减关系示意图

产生这种多值关系的原因还在于地震动的任一峰值,并不是决定地震烈度的唯一因素,其他重要因素还很多。忽略了一些其他重要因素,结果自然就会出现多值。

3-4-2 地震动参数衰减关系

1. 地震动参数衰减关系的确定方法与一般形式

地震动衰减关系描述地震动参数(强度、谱值、持续时间)在空间地域分布中的变

化规律。通过这一关系使震源发生的地震与所研究工程场地的地震动参数联系起来。地震动衰减关系具有很强的地区性特征。

一般情况下,一个地区的地震动参数衰减关系可以从以下几个途径取得:

(1) 对于已经积累了比较多的强震记录的地区,并且这些记录能够反映不同距离、不同的强度信息,可以用统计方法建立起该地区的地震动参数衰减关系。

(2) 对于没有强震记录,但有一定数量宏观烈度资料的地区,利用等震线建立地震烈度衰减关系,通过地震烈度与地震动参数的转换关系估计地震动参数。

(3) 用数学模型建立地震动参数衰减关系。

(4) 基于两个地区的地质构造类比和专家论证,直接利用参考地区的地震动参数衰减关系。

一般地,地震动参数的衰减与地质构造、震级大小、传播途径、距离的远近、场地条件等因素有关。在研究中,全面考虑各种因素的影响是不可能的,一般只考虑其中的一些典型因子,常见的地震动参数衰减关系往往只考虑震级 M 、距离 R 、局部土质条件 S 的影响,而地质构造的影响则是通过区分不同地区研究地震动参数衰减关系来体现的。

衰减模型的选择在研究地震动参数衰减中占有重要的地位。选择衰减模型时既要保证所得结果具有较小误差这一基本要求,更重要的是本身应具有一定的物理意义,以便外延时仍然具有较好的效果,过分追求统计结果的最小误差可能会造成致命的错误。

地震动参数衰减关系的一般表达式可描述如下:

$$y = b_1 f_1(M) f_2(R) f_3(M, R) f_4(S) \epsilon \quad (3-124)$$

式中: y ——地震动参数,如峰值加速度、速度、位移、反应谱等;

M 、 R ——震级和距离;

$f_1(M)$ ——反映震级影响的函数,取 $f_1(M) = e^{b_2 M}$;

$f_2(R)$ ——考虑几何扩散和非弹性衰减效应的函数,取 $f_2(R) = e^{b_3 R} (R + b_5)^{-b_3}$;

$f_3(M, R)$ ——考虑 y 值近场饱和效应的函数,取 $f_3(M, R) = (R + b_6 e^{b_7 M})^{-b_3}$;

$f_4(S)$ ——描述地震波传播途径、场地条件的函数,取 $f_4(P) = \sum e^{b_8 S}$;

ϵ ——描述 y 不确定性的随机误差,假定为对数正态分布;

b_i ——回归系数。

在应用上述形式的地震动参数衰减关系时,应注意经验关系一般是针对具体强震记录样本统计的结果,不同研究者的结果会有很大的离散性。因此,在可能的条件下,应采用本地区的强震记录进行统计分析,建立相应的地震动参数衰减关系。

通常,基岩地震动衰减关系采用如下表达式:

$$\lg Y = C_1 + C_2 M + C_3 M^2 + C_4 \lg(R + C_5 e^{C_6 M}) + \epsilon \quad (3-125)$$

式中: Y ——峰值加速度、速度或绝对加速度反应谱值;

M 、 R ——震级和距离;

C_i ——回归常数,其中, $i=1, 2, \dots, 6$;

ϵ ——回归分析中不确定性的随机变量。

一般地,称 $C_3=0$ 的地震动衰减关系为Ⅱ型;称 $C_3 \neq 0$ 的地震动衰减关系为Ⅲ型。

地震动衰减关系通常采用椭圆模型。所谓椭圆,指的是长短轴衰减不同的瘦长形,而不一定是数学上的椭圆。采用椭圆模型主要基于以下两点认识:一是实际的等震线有时明显反映出这种瘦长形状;二是从理论上讲,大地震的震源体接近长形,点源的等震线是圆形,长形震源体的等震线近似于椭圆的。小震的等震线接近圆形,而大地震的等震线就接近于椭圆。我国西部地震的等震线比东部更接近于椭圆。

由于中国缺少强震资料,在编制《中国地震动参数区划图》GB18306—2001时,采用的基岩地震动参数的衰减关系是利用美国西部的强震资料,通过转换方法得到的,如表3-2所示。

表3-2 全国分区基岩地震动衰减关系的系数及标准差

C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6	σ	备 注
Ⅲ型有效峰值加速度							
-1.275	1.447	-0.0673	-1.887	1.046	0.451	0.251	美国西部 EPA-Ⅲ
0.0572	1.2278	-0.0509	-2.0630	1.3197	0.4615	0.281	中国东部 EPA-长轴
-0.8941	1.1644	-0.0482	-1.6021	0.2934	0.5654	0.281	中国东部 EPA-短轴
0.0446	1.2524	-0.0530	-2.1011	1.5153	0.4420	0.344	中国西部 EPA-长轴
-1.0826	1.1775	-0.0496	-1.5677	0.2514	0.5631	0.344	中国西部 EPA-短轴
Ⅱ型有效峰值加速度							
1.296	0.580	0.0000	-1.771	1.046	0.451	0.246	美国西部 EPA-Ⅱ
1.9317	0.5706	0.0000	-1.9286	1.3197	0.4615	0.281	中国东部 EPA-长轴
0.9602	0.5412	0.0000	-1.4981	0.2934	0.5654	0.281	中国东部 EPA-短轴
2.0856	0.5514	0.0000	-1.9612	1.5153	0.4420	0.344	中国西部 EPA-长轴
0.9297	0.5192	0.0000	-1.4637	0.2514	0.5631	0.344	中国西部 EPA-短轴
Ⅱ型有效峰值速度							
-0.785	0.653	0.000	-1.563	1.046	0.451	0.334	美国西部 EPV-Ⅱ
-0.1581	0.6410	0.000	-1.7175	1.3197	0.4615	0.338	中国东部 EPV-长轴
-1.0236	0.6147	0.000	-1.3336	0.2935	0.5654	0.338	中国东部 EPV-短轴

田启文和廖振鹏等(1986)^[14]给出的美国西部基岩水平向峰值加速度的衰减关系曾在我国得到较多应用,其表达式为

$$\ln \frac{a}{g} = -3.7347 - 0.8038M - 1.0862 \ln R - 0.0050R \quad \sigma_{\ln a} = 0.62 \quad (3-126)$$

霍俊荣(1989)^[15]给出的美国西部基岩水平向加速度反应谱的衰减关系结果如表3-3所示。请注意,同一表中周期 $T=0$ 的系数就是峰值加速度。目前,该衰减关系在我国工程场地地震安全性评价中仍得到较广泛的应用。

地震烈度衰减可采用椭圆或圆模型,其一般形式为

$$I = C_1 + C_2 M + C_3 \lg(R + R_0) + C_4 R + \epsilon \quad (3-127)$$

式中: I ——地震烈度;

R, R_0 ——震中距和近场距离饱和因子。

1990年颁布的《中国地震烈度区划图》采用椭圆模型的地震烈度衰减关系,所用系数如表3-4所示。

表 3-3 美国西部基岩水平向加速度反应谱衰减关系的系数及标准差

周期 T/s	II 型							III 型						
	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄	C ₅	C ₆	σ	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄	C ₅	C ₆	σ
0.000	0.065	0.829	0.000	-2.049	0.182	0.707	0.189	-1.822	1.448	-0.052	-2.018	0.182	0.707	0.187
0.040	0.169	0.818	0.000	-2.053	0.182	0.707	0.172	-1.451	1.361	-0.046	-2.026	0.182	0.707	0.171
0.050	0.320	0.802	0.000	-2.066	0.182	0.707	0.164	-1.198	1.306	-0.043	-2.043	0.182	0.707	0.164
0.070	0.451	0.805	0.000	-2.117	0.182	0.707	0.169	-1.009	1.284	-0.040	-2.090	0.182	0.707	0.170
0.100	0.528	0.786	0.000	-2.020	0.182	0.707	0.187	-0.955	1.273	-0.041	-1.987	0.182	0.707	0.188
0.120	0.556	0.773	0.000	-1.961	0.182	0.707	0.212	-0.825	1.226	-0.038	-1.924	0.182	0.707	0.213
0.140	0.587	0.768	0.000	-1.937	0.182	0.707	0.215	-0.682	1.184	-0.035	-1.901	0.182	0.707	0.215
0.160	0.671	0.765	0.000	-1.964	0.182	0.707	0.203	-0.501	1.143	-0.031	-1.933	0.182	0.707	0.205
0.180	0.583	0.766	0.000	-1.897	0.182	0.707	0.197	-0.586	1.149	-0.032	-1.866	0.182	0.707	0.197
0.200	0.381	0.806	0.000	-1.917	0.182	0.707	0.215	-0.840	1.212	-0.035	-1.881	0.182	0.707	0.213
0.240	0.291	0.846	0.000	-2.030	0.182	0.707	0.234	-0.891	1.236	-0.033	-1.988	0.182	0.707	0.233
0.260	0.260	0.847	0.000	-2.027	0.182	0.707	0.225	-0.893	1.228	-0.033	-1.986	0.182	0.707	0.224
0.300	0.008	0.876	0.000	-1.998	0.182	0.707	0.247	-1.191	1.278	-0.035	-1.958	0.182	0.707	0.245
0.340	-0.364	0.922	0.000	-1.958	0.182	0.707	0.266	-1.708	1.379	-0.040	-1.918	0.182	0.707	0.262
0.360	-0.548	0.950	0.000	-1.962	0.182	0.707	0.282	-1.956	1.432	-0.042	-1.920	0.182	0.707	0.278
0.400	-0.734	0.985	0.000	-2.004	0.182	0.707	0.290	-2.172	1.477	-0.043	-1.963	0.182	0.707	0.285
0.440	-0.798	0.995	0.000	-2.033	0.182	0.707	0.293	-2.199	1.475	-0.042	-1.997	0.182	0.707	0.289
0.500	-0.967	1.004	0.000	-2.009	0.182	0.707	0.297	-2.350	1.480	-0.042	-1.976	0.182	0.707	0.293
0.600	-1.178	1.010	0.000	-1.936	0.182	0.707	0.316	-2.561	1.489	-0.042	-1.904	0.182	0.707	0.313
0.700	-1.387	1.040	0.000	-1.963	0.182	0.707	0.330	-2.749	1.515	-0.042	-1.929	0.182	0.707	0.326
0.800	-1.527	1.067	0.000	-2.017	0.182	0.707	0.340	-2.866	1.534	-0.042	-1.982	0.182	0.707	0.337
1.000	-2.078	1.172	0.000	-2.140	0.182	0.707	0.375	-3.529	1.677	-0.045	-2.105	0.182	0.707	0.371
1.200	-2.377	1.211	0.000	-2.146	0.182	0.707	0.380	-3.880	1.735	-0.046	-2.115	0.182	0.707	0.375
1.500	-2.436	1.181	0.000	-2.081	0.182	0.707	0.356	-3.838	1.669	-0.043	-2.053	0.182	0.707	0.352
2.000	-2.383	1.091	0.000	-1.898	0.182	0.707	0.335	-3.208	1.380	-0.026	-1.880	0.182	0.707	0.331
2.400	-2.171	0.999	0.000	-1.737	0.182	0.707	0.320	-2.171	0.999	0.000	-1.739	0.182	0.707	0.320
3.000	-2.219	0.947	0.000	-1.604	0.182	0.707	0.309	-2.218	0.947	0.000	-1.604	0.182	0.707	0.309
4.000	-2.460	0.944	0.000	-1.551	0.182	0.707	0.274	-2.460	0.944	0.000	-1.551	0.182	0.707	0.274
5.000	-2.764	0.948	0.000	-1.476	0.182	0.707	0.284	-2.764	0.948	0.000	-1.476	0.182	0.707	0.284
6.000	-2.705	0.884	0.000	-1.315	0.182	0.707	0.276	-2.705	0.884	0.000	-1.315	0.182	0.707	0.276
8.000	-2.347	0.753	0.000	-1.161	0.182	0.707	0.274	-2.347	0.753	0.000	-1.161	0.182	0.707	0.274

表 3-4 《中国地震烈度区划图》(1990) 中使用的地震烈度衰减关系的系数及标准差

地 区	长、短轴	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄	R ₀	σ_1
华北	长轴	4.171 (3.962)	1.390 (1.292)	-1.533 (-3.365)	0	16 (15)	0.56 (0.76)
	短轴	1.596 (2.340)	1.413 (1.292)	-1.145 (-2.763)	0	4 (7)	0.55 (0.76)
华南	长轴	(3.859)	(1.179)	(2.928)	0	16 (15)	0.70
	短轴	(2.586)	(1.179)	(2.568)	0	(7)	
西南	长轴	(2.094)	(1.174)	(2.348)	0	(20)	0.91
	短轴	(1.256)	(1.174)	(1.913)	0	(7)	
西北	长轴	(3.749)	(1.215)	(2.870)	0	(20)	0.88
	短轴	(2.043)	(1.215)	(2.400)	0	(7)	

注: 括弧内数据为 1989 年霍依来根据原始烈度点得到的结果。

汪素云和俞言祥等(2000)^[16]大致以东经105°为界将中国分为东部和西部两个区,选取了发生在我国境内的258次5.0级以上地震的等震线719条,其中东部地震68次,采用椭圆模型,给出了中国东、西部地震烈度衰减关系。

中国东部:

$$\text{长轴: } I_a = 5.019 + 1.446M - 4.136\ln(R+24) \quad \sigma = 0.517 \quad (3-128a)$$

$$\text{短轴: } I_a = 2.240 + 1.446M - 3.070\ln(R+9) \quad \sigma = 0.517 \quad (3-128b)$$

中国西部:

$$\text{长轴: } I_a = 5.523 + 1.398M - 4.164\ln(R+26) \quad \sigma = 0.632 \quad (3-129a)$$

$$\text{短轴: } I_a = 2.019 + 1.398M - 2.943\ln(R+8) \quad \sigma = 0.632 \quad (3-129b)$$

2. 缺乏强震记录地区地震动衰减关系的转换

目前,对于我国大部分地区,由于缺少足够多的强震记录,尚无法直接利用强震记录资料来确定相应的地震动参数衰减关系。对于缺乏强震观测资料地区的地震动衰减关系,可以根据研究区地震烈度衰减关系以及参考区的地震烈度和地震动衰减关系,确定研究区地震动衰减关系。利用研究区的地震烈度衰减关系,参考区的地震动参数衰减关系及烈度衰减关系,转换得到研究区的地震动衰减关系,这样的方法称为烈度-距离借用法。

田启文和廖振鹏等(1986)^[14]认为,如果假定地震活动区1和地震活动区2在相同距离 R 处,若地震烈度相等,则地震动参数相等,亦即

若

$$I_1(R) = I_2(R) \quad (3-130)$$

则

$$\ln Y_1(R) = \ln Y_2(R) \quad (3-131)$$

那么,地震活动区1的以距离 R 为参变量的地震动参数与烈度的关系可以推广到地震活动区2。

如果假定地震活动区1同时具有强震观测资料和宏观烈度资料,由统计得到的经验衰减关系分别取如下形式:

$$\ln Y_1 = a_1 + b_1 M - c_1 \ln R - d_1 R + e_1 \quad (3-132)$$

$$I_1 = A_1 + B_1 M - C_1 \ln R - D_1 R + E_1 \quad (3-133)$$

式中: e_1 、 E_1 ——回归分析中不确定性的随机变量。

假定地震活动区2的地震烈度经验衰减关系取如下形式:

$$I_2 = A_2 + B_2 M - C_2 \ln R - D_2 R + E_2 \quad (3-134)$$

式中: E_2 ——回归分析中不确定性的随机变量。

则由式(3-130)~式(3-134)可得

$$\ln Y_2 = a_2 + b_2 M - c_2 \ln R - d_2 R + e_2 \quad (3-135)$$

式中:

$$a_2 = a_1 - \frac{b_1}{B_1}(A_1 - A_2), \quad b_2 = b_1 \frac{B_2}{B_1}, \quad c_2 = c_1 - \frac{b_1}{B_1}(C_1 - C_2),$$

$$d_2 = d_1 - \frac{b_1}{B_1}(D_1 - D_2), \quad e_2 = e_1 - \frac{b_1}{B_1}(E_1 - E_2)$$

如果采用地震烈度椭圆衰减模型, 则可按长、短轴分别换算的方法, 得到研究区地震动衰减关系。换算结果的标准差, 可按式 (3-136) 计算:

$$\sigma_{YS} = \sigma_{YI} \frac{\sigma_{IS}}{\sigma_{IR}} \quad (3-136)$$

式中: σ_{YS} ——研究区地震动衰减关系的标准差;

σ_{YI} ——参考区由原始资料确定的地震烈度和地震动换算关系的标准差;

σ_{IS} ——研究区地震烈度衰减关系的标准差;

σ_{IR} ——参考区地震烈度衰减关系的标准差。

3. 长周期地震动衰减关系

随着超高层建筑、大跨度桥梁、高耸电视塔、大型储油罐、海洋采油平台等自振周期达数秒乃至超过 10 s 的长周期结构物的大量出现, 这类建筑物在大震中被破坏的事件时有发生。鉴于长周期结构物一旦遭受地震破坏所造成的直接和间接经济损失的严重性, 研究地震动的长周期特性是非常重要的。

虽然长周期地震动特性的研究受到越来越多的关注, 但目前对长周期地震动的研究还很不成熟。究其原因, 强震观测资料在长周期部分的不可靠阻碍了这类研究的开展。目前, 研究长周期地震动衰减关系的方法主要有以强震记录为基础的经验统计方法和将地震震源谱外推到长周期段的外延法等。

霍俊荣 (1992)^[15]认为美国早期强震记录的可靠频率范围大约是 0.125~25 Hz, 所建立的加速度反应谱衰减关系的周期最长至 8 s。谢礼立和周雍年等 (1990)^[17]首次利用中国和墨西哥近 200 条数字强震仪加速度记录, 对长周期地震动特性进行了统计分析, 讨论了震级、场地条件和震中距的影响。很多学者认为数字强震仪记录能记录到较好的长周期信息, 一些研究者也使用数字强震仪记录研究长周期地震动特性; 但数字式强震仪记录在周期大于 10 s 时是不可靠的 (周雍年和章文波等, 1997)^[18], 因此, 数字强震记录仍不足以全面分析长周期加速度反应谱的特性。汪素云和俞言祥等 (1998)^[19]利用中国数字地震台网 (CDSN 和 NCDSN) 宽频带 (BB) 和甚宽频带 (VBB) 的 65 次地震记录研究了基岩反应谱的长周期特性, 结果表明, 工程上常用的强震加速度记录不足以给出可靠的长周期地震动反应谱, 而 CDSN 宽频带记录可以作为强震加速度记录的重要资料补充来源, 用于长周期地震动反应谱特性的研究。俞言祥 (2004)^[20]使用中国数字地震台网 (CDSN) 宽频带数字记录和美国南加州地区的宽频带数字记录研究长周期地震动特性, 建立了中国东部和西部水平向长周期加速度反应谱的衰减关系; 并认为经过适当校正处理后, 可用于研究周期达 20 s 的长周期地震动; 但该研究结果仅适用于震源距离大于 100 km 的远场地震动的估计。石树中 (2004)^[21]分别收集和整理了美国西部强震资料和宽频带 (BH) 数字地震记录, 建立了比较可靠的美国西部长周期地震动加速度及其反应谱衰减关系; 收集和整理了美国西部和上海及邻近地区地震烈度资料, 分别建立了美国西部和上海及邻近地区地震烈度椭圆衰减关系, 采用烈度-距离借用法, 建立了周期达 15 s 的上海及邻近地区长周期

地震动加速度及其反应谱衰减关系。应指出,水平向峰值加速度的衰减关系在远达 300 km 处仍未重合,这似乎与椭圆衰减关系相矛盾。

3-5 反应谱的数字计算及应用

反应谱计算是工程抗震分析和地震安全性评价的关键环节之一,40 多年来一直有学者在研究反应谱的计算方法。各国抗震设计规范给出的反应谱都是黏性阻尼反应谱,工程应用中使用的反应谱也是黏性阻尼反应谱;而朱镜清和朱敏 (2000)^[22]则给出了复阻尼反应谱的计算方法。目前,黏性阻尼反应谱的数值计算方法很多,一般可分为两大类:一类是从式 (3-96)~式 (3-98) 出发,对每一个给定的 ω 和 λ ,计算出这些反应的过程,从中获得最大值,如褶积法、傅里叶变换法;另一类则直接从运动微分方程出发,按近似微分法计算出方程的解来,据此获得最大值,如线性加速度法、中点加速度法、精确法、连锁公式法、三角插值法、Z 变换法等^[22~28]。

3-5-1 精确法

美国学者 Nigam 和 Jennings (1969)^[24]直接从单自由度振子运动微分方程

$$\ddot{y}(t) + 2\lambda\omega\dot{y}(t) + \omega^2 y(t) = -\ddot{X}(t) \quad (3-137)$$

出发,推导出计算地震反应谱的精确法公式。

式中: $\ddot{X}(t)$ ——地震输入加速度时间过程;

λ ——振子的阻尼比;

ω ——振子的自振圆频率;

$y(t)$ 、 $\dot{y}(t)$ 和 $\ddot{y}(t)$ ——振子的相对位移、相对速度和相对加速度反应。

假定在给定的相邻两个数字加速度 $\ddot{X}_i = \ddot{X}(t_i)$ 和 $\ddot{X}_{i+1} = \ddot{X}(t_{i+1})$ 之间,加速度是按直线规律分布的,因此,由式 (3-137) 得

$$\ddot{y}(t) + 2\lambda\omega\dot{y}(t) + \omega^2 y(t) = -\left[\ddot{X}_i + \frac{\ddot{X}_{i+1} - \ddot{X}_i}{t_{i+1} - t_i}(t - t_i)\right] \quad t_i \leq t \leq t_{i+1} \quad (3-138)$$

利用式 (3-138) 的初始条件 $y_i = y(t_i)$ 和 $\dot{y}_i = \dot{y}(t_i)$, 可由 (3-138) 式解析解出如下递推公式:

$$y_{i+1} = a_{11}y_i + a_{12}\dot{y}_i + b_{11}\ddot{X}_i + b_{12}\ddot{X}_{i+1} \quad (3-139)$$

$$\dot{y}_{i+1} = a_{21}y_i + a_{22}\dot{y}_i + b_{21}\ddot{X}_i + b_{22}\ddot{X}_{i+1} \quad (3-140)$$

式 (3-139) 和式 (3-140) 中的系数为

$$a_{11} = e^{-Z_i} \left(\frac{\lambda}{\sqrt{1-\lambda^2}} \sin\theta_i + \cos\theta_i \right) \quad (3-141a)$$

$$a_{12} = e^{-Z_i} \frac{1}{\omega \sqrt{1-\lambda^2}} \sin\theta_i \quad (3-141b)$$

$$a_{21} = e^{-Z_i} \frac{-\omega}{\sqrt{1-\lambda^2}} \sin\theta_i \quad (3-141c)$$

$$a_{22} = e^{-Z_i} \left(\frac{-\lambda}{\sqrt{1-\lambda^2}} \sin\theta_i + \cos\theta_i \right) \quad (3-141d)$$

$$b_{11} = e^{-Z_i} \left(\frac{2\lambda^2 - 1 + Z_i}{\omega^2 \theta_i} \sin \theta_i + \frac{2\lambda + \omega \Delta t_i}{\omega^3 \Delta t_i} \cos \theta_i \right) - \frac{2\lambda}{\omega^3 \Delta t_i} \quad (3-141e)$$

$$b_{12} = e^{-Z_i} \left(\frac{1 - 2\lambda^2}{\omega^2 \theta_i} \sin \theta_i - \frac{2\lambda}{\omega^3 \Delta t_i} \cos \theta_i \right) - \frac{1}{\omega^2} + \frac{2\lambda}{\omega^3 \Delta t_i} \quad (3-141f)$$

$$b_{21} = e^{-Z_i} \left(\frac{-\lambda - \omega \Delta t_i}{\omega \theta_i} \sin \theta_i - \frac{1}{\omega^2 \Delta t_i} \cos \theta_i \right) + \frac{1}{\omega^2 \Delta t_i} \quad (3-141g)$$

$$b_{22} = e^{-Z_i} \left(\frac{\lambda}{\omega \theta_i} \sin \theta_i + \frac{1}{\omega^2 \Delta t_i} \cos \theta_i \right) - \frac{1}{\omega^3 \Delta t_i} \quad (3-141h)$$

上述公式中的参数为: $\Delta t_i = t_{i+1} - t_i$, $Z_i = \lambda \omega \Delta t_i$ 和 $\theta_i = \omega \sqrt{1 - \lambda^2} \Delta t_i$ 。把式 (3-139) 和式 (3-140) 代入式 (3-137), 可得单自由度振子在 $t = t_{i+1}$ 时刻的绝对加速度反应 $S_{a_{i+1}}$, 即

$$S_{a_{i+1}} = \ddot{X}_{i+1} + \ddot{y}_{i+1} = -2\lambda \omega \dot{y}_{i+1} - \omega^2 y_{i+1} \quad i = 0, 1, 2, \dots, N-1 \quad (3-142)$$

式中: N ——计算地震反应数字点的个数, 一般说来, N 不小于地震输入加速度数字点的个数。

根据反应谱的定义, 对给定阻尼比 λ 和自振周期 $T = \frac{2\pi}{\omega}$ 的单自由度振子, 其最大反应的绝对值为反应谱值, 例如绝对加速度反应谱 $S_a(\lambda, T)$ 为

$$S_a(\lambda, T) = \max_i |S_{a_{i+1}}| \quad i = 0, 1, 2, \dots, N-1 \quad (3-143)$$

上述地震加速度反应谱的计算过程是基于方程式 (3-138) 基础上进行的, 得到的结果全部采用精确的分析方法, 没有引入任何近似计算, 也不会产生任何截断误差。所谓精确法就是指在这个意义上是精确的。

3-5-2 连锁公式法

王前信 (1962)^[25] 给出了计算地震反应谱的一种简便方法。该方法的基本概念与上述精确法完全相同, 且称该方法为连锁公式法 (王前信, 1976)。李大华 (1999)^[26] 在上述精确法计算公式的基础上完善了连锁公式的推导。

采用推导式 (3-139) 和 (3-140) 的类似方法, 可以得到

$$y_{i+2} = a'_{11} y_{i+1} + a'_{12} \dot{y}_{i+1} + b'_{11} \ddot{X}_{i+1} + b'_{12} \ddot{X}_{i+2} \quad (3-144)$$

$$\dot{y}_{i+2} = a'_{21} y_{i+1} + a'_{22} \dot{y}_{i+1} + b'_{21} \ddot{X}_{i+1} + b'_{22} \ddot{X}_{i+2} \quad (3-145)$$

以上两式各系数对应的时间间隔为 $\Delta t_{i+1} = t_{i+2} - t_{i+1}$ 。由式 (3-139)、式 (3-140) 和式 (3-144) 消去 \dot{y}_i 和 \ddot{y}_{i+1} 可得

$$\begin{aligned} y_{i+2} = & \left(a'_{11} + \frac{a'_{12} a_{22}}{a_{12}} \right) y_{i+1} + \left(a'_{12} a_{21} - \frac{a'_{12} a_{11} a_{22}}{a_{12}} \right) y_i + \left(a'_{12} b_{21} - \frac{a'_{12} b_{11} a_{22}}{a_{12}} \right) \ddot{X}_i \\ & + \left(a'_{12} b_{22} - \frac{a'_{12} b_{12} a_{22}}{a_{12}} + b'_{11} \right) \ddot{X}_{i+1} + b'_{12} \ddot{X}_{i+2} \end{aligned} \quad (3-146)$$

由式 (3-139)、式 (3-140) 和式 (3-145) 消去 y_i 和 y_{i+1} , 可得

$$\begin{aligned} \dot{y}_{i+2} = & \left(a'_{11} + \frac{a'_{21} a_{22}}{a_{21}} \right) \dot{y}_{i+1} + \left(a'_{21} a_{12} - \frac{a'_{21} a_{11} a_{22}}{a_{21}} \right) \dot{y}_i + \left(a'_{21} b_{11} - \frac{a'_{21} a_{11} b_{21}}{a_{21}} \right) \ddot{X}_i \\ & + \left(a'_{21} b_{12} - \frac{a'_{21} a_{11} b_{22}}{a_{21}} + b'_{21} \right) \ddot{X}_{i+1} + b'_{22} \ddot{X}_{i+2} \end{aligned} \quad (3-147)$$

式(3-146)和式(3-147)即为计算相对位移和相对速度反应的连锁公式,其特点是相对位移或相对速度的递推运算分别独立进行。

工程抗震研究与应用中大多需要计算绝对加速度反应谱,可把式(3-146)和式(3-147)代入式(3-142),且基于式(3-141)做大量公式化简、整理,可得到如下计算绝对加速度反应的连锁公式:

$$S_{a_{i+2}} = e^{-Z_{i+1}} \frac{\sin(\theta_{i+1} + \theta_i)}{\sin\theta_i} S_{a_{i+1}} - e^{-(Z_{i+1} + Z_i)} \frac{\sin\theta_{i+1}}{\sin\theta_i} S_{a_i} + e^{-Z_i} \frac{\sin\theta_{i+1}}{\sin\theta_i} \left(e^{-Z_i} - \frac{\sin\theta_i}{\theta_i} \right) \dot{X}_i \\ + e^{-Z_{i+1}} \left[\left(\frac{1}{\theta_{i+1}} + \frac{1}{\theta_i} \right) \sin\theta_{i+1} - \frac{\sin(\theta_{i+1} + \theta_i)}{\sin\theta_i} \right] \dot{X}_{i+1} + \left(1 - e^{-Z_{i+1}} \frac{\sin\theta_{i+1}}{\sin\theta_i} \right) \ddot{X}_{i+2} \quad (3-148)$$

对式(3-148),按式(3-142)的 $y_i = S_{a_i} - \ddot{X}_i$ 关系稍加整理,可得计算相对加速度反应的连锁公式:

$$\dot{y}_{i+2} = e^{-Z_{i+1}} \frac{\sin(\theta_{i+1} + \theta_i)}{\sin\theta_i} \dot{y}_{i+1} - e^{-(Z_{i+1} + Z_i)} \frac{\sin\theta_{i+1}}{\sin\theta_i} \dot{y}_i \\ + e^{-Z_{i+1}} \sin\theta_{i+1} \left(\frac{\dot{X}_{i+1} - \dot{X}_i}{\theta_i} - \frac{\ddot{X}_{i+2} - \ddot{X}_{i+1}}{\theta_{i+1}} \right) \quad (3-149)$$

以上四个连锁公式的共同之处在于,下标为 i 和 $i+1$ 反应量项的系数都是相同的;其系数表达的区别仅在于地震输入加速度项。采用某个连锁公式进行递推计算,对初始值,只需令实际地震输入加速度第一个数字之前的两个虚拟输入数字和相应的两个反应量皆为0即可。

实际应用中大多是计算绝对加速度反应,且地震动输入基本上是等时间间隔的加速度数字化时程。因此,当地震动输入数字点为等时间间隔 Δt 时,则有: $\Delta t = \Delta t_i$, $Z = Z_i = \lambda \omega \Delta t$, $\theta = \theta_i = \omega \sqrt{1 - \lambda^2} \Delta t$ 。据此,各连锁公式的系数表达式都将相应地得到简化。若要计算绝对加速度反应,可以先利用式(3-149)的简化公式计算相对加速度:

$$\dot{y}_{i+2} = 2e^{-Z} \cos\theta \dot{y}_{i+1} - e^{-2Z} \dot{y}_i - e^{-Z} \frac{\sin\theta}{\theta} (\Delta \dot{X}_{i+1} - \Delta \dot{X}_i) \quad (3-150)$$

式中: $\Delta \dot{X}_i = \dot{X}_{i+1} - \dot{X}_i$ 。然后,用式(3-142)计算绝对加速度反应,即 $S_{a_{i+2}} = \ddot{X}_{i+2} + \dot{y}_{i+2}$ 。

3-5-3 基于抛物线内插的连锁公式法

设某时间函数 $x(t)$ 的傅里叶谱为 $F(\omega)$,且已知它的截止频率为 ω_c ,即当 $|\omega| \geq \omega_c$ 时 $F(\omega) = 0$,则当抽样间隔 Δ 满足 $\Delta \leq \frac{1}{2f_c}$, $f_c = \frac{\omega_c}{2\pi}$ 时,抽样值 $f(n\Delta)$ ($n=0, \pm 1, \pm 2, \dots$) 和原来的连续函数 $x(t)$ 有下列关系:

(1) 离散序列 $x(n\Delta)$ 和连续函数 $x(t)$ 有相同的傅里叶谱,即

$$F_D(\omega) = \Delta \sum_{n=-\infty}^{+\infty} x(n\Delta) e^{-i\omega n\Delta} = F(\omega) \quad |\omega| \leq \frac{\pi}{\omega} \quad (3-151)$$

(2) 连续函数 $x(t)$ 可以由它的抽样序列 $x(n\Delta)$ 来表示,即

$$x(t) = \sum_{n=-\infty}^{n=\infty} x(n\Delta) \frac{\sin \frac{\pi}{\Delta}(t - n\Delta)}{\frac{\pi}{\Delta}(t - n\Delta)} \quad (3-152)$$

在信息论和数据处理中,称 $\omega_c \leq \frac{\pi}{\Delta}$ 或 $f_c = \frac{1}{2\Delta}$ 为奈奎斯特(Nyquist)频率或折叠(folding)频率。

显然,假定相邻的两个加速度值采样点之间按线性规律分布的精确法等方法计算反应谱时,只是对被采信号的一阶近似,采用抛物线内插法代替线性内插法,是对被采信号的二阶近似,应当具有更高的计算精度。蔡长青和沈建文(2001)^[27]采用抛物线内插法推导出地震加速度 $x(t)$ 按等时间间隔 Δt 采样时的反应谱计算公式,但给出的计算公式所包含的中间变量太多,没有给出显式表达式,应用很不方便。陈国兴和庄海洋(2003)^[28]对基于抛物线内插方法的反应谱计算公式重新进行严格推导,给出显式表达式,应用方便;同时反应谱计算公式的推导中地震动加速度 $x(t)$ 是非等时间间隔采样的,使问题更具一般性。

假定输入地震动加速度 $x(t)$ 在时间间隔 $\Delta t_j = t_{j+1} - t_j$ 内,地震动加速度 $x(t)$ 可表示为

$$x(t) = a + bt + ct^2 = \dot{X}_j + \frac{4\dot{X}_{j+1} - 3\dot{X}_j - \dot{X}_{j+2}}{2\Delta t_j}t + \frac{\dot{X}_j + \dot{X}_{j+2} - 2\dot{X}_{j+1}}{2\Delta t_j^2}t^2 \quad 0 \leq t \leq \Delta t_j \quad (3-153)$$

则式(3-137)的解可表示为

$$\begin{aligned} y(t) = & A e^{-\lambda \omega t} \cos \omega \sqrt{1 - \lambda^2} t + B e^{-\lambda \omega t} \sin \omega \sqrt{1 - \lambda^2} t \\ & - \frac{1}{\omega^2} \left[1 + \frac{3\lambda}{\omega \Delta t_j} + \frac{4\lambda^2 - 1}{\omega^2 \Delta t_j^2} - \left(\frac{3}{2\Delta t_j} + \frac{2\lambda}{\omega \Delta t_j^2} \right) t + \frac{1}{2\Delta t_j^2} t^2 \right] \dot{X}_j \\ & + \frac{1}{\omega^2 \Delta t_j} \left[\frac{4\lambda}{\omega} + \frac{2(4\lambda^2 - 1)}{\omega^2 \Delta t_j} - 2 \left(1 + \frac{2\lambda}{\omega \Delta t_j} \right) t + \frac{1}{\Delta t_j} t^2 \right] \dot{X}_{j+1} \\ & - \frac{1}{\omega^2 \Delta t_j} \left[\frac{\lambda}{\omega} + \frac{4\lambda^2 - 1}{\omega^2 \Delta t_j} - \left(\frac{1}{2} + \frac{2\lambda}{\omega \Delta t_j} \right) t + \frac{1}{2\Delta t_j} t^2 \right] \dot{X}_{j+2} \end{aligned}$$

对 $y(t)$ 求导数,可得到 $\dot{y}(t)$ 的表达式如下:

$$\begin{aligned} \dot{y}(t) = & [-\lambda \omega A + \omega \sqrt{1 - \lambda^2} B] e^{-\lambda \omega t} \cos \omega \sqrt{1 - \lambda^2} t \\ & - [\lambda \omega B + \omega \sqrt{1 - \lambda^2} A] e^{-\lambda \omega t} \sin \omega \sqrt{1 - \lambda^2} t \\ & + \frac{1}{\omega^2} \left[\left(\frac{3}{2\Delta t_j} + \frac{2\lambda}{\omega \Delta t_j^2} \right) - \frac{1}{\Delta t_j^2} t \right] \dot{X}_j - \frac{2}{\omega^2 \Delta t_j} \left[\left(1 + \frac{2\lambda}{\omega \Delta t_j} \right) - \frac{1}{\Delta t_j} t \right] \dot{X}_{j+1} \\ & + \frac{1}{\omega^2 \Delta t_j} \left[\left(\frac{1}{2} + \frac{2\lambda}{\omega \Delta t_j} \right) - \frac{1}{\Delta t_j} t \right] \dot{X}_{j+2} \end{aligned}$$

利用式(3-153)的初始条件 $y(t_j) = y_j$ 和 $\dot{y}(t_j) = \dot{y}_j$,可求出积分常数 A 和 B 如下:

$$\begin{aligned} A = & y_j + \frac{1}{\omega^2} \left[1 + \frac{3\lambda}{\omega \Delta t_j} + \frac{4\lambda^2 - 1}{\omega^2 \Delta t_j^2} \right] \dot{X}_j - \frac{2}{\omega^3 \Delta t_j} \left[2\lambda + \frac{4\lambda^2 - 1}{\omega \Delta t_j} \right] \dot{X}_{j+1} \\ & + \frac{1}{\omega^3 \Delta t_j} \left[\lambda + \frac{4\lambda^2 - 1}{\omega \Delta t_j} \right] \dot{X}_{j+2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 B = & \frac{\lambda}{\sqrt{1-\lambda^2}} y_j + \frac{1}{\omega \sqrt{1-\lambda^2}} \dot{y}_j \\
 & + \left[\lambda + \frac{3\lambda^2}{\omega \Delta t_j} + \frac{(4\lambda^2-1)\lambda}{\omega^2 \Delta t_j^2} - \frac{3}{2\omega \Delta t_j} - \frac{2\lambda}{\omega^2 \Delta t_j^2} \right] \frac{1}{\omega^2 \sqrt{1-\lambda^2}} \ddot{X}_j \\
 & - \left[2\lambda^2 + \frac{(4\lambda^2-1)\lambda}{\omega \Delta t_j} - 1 - \frac{2\lambda}{\omega \Delta t_j} \right] \frac{2}{\Delta t_j \omega^3 \sqrt{1-\lambda^2}} \ddot{X}_{j+1} \\
 & + \left[\lambda^2 + \frac{(4\lambda^2-1)\lambda}{\omega \Delta t_j} - \frac{1}{2} - \frac{2\lambda}{\omega \Delta t_j} \right] \frac{1}{\Delta t_j \omega^3 \sqrt{1-\lambda^2}} \ddot{X}_{j+2}
 \end{aligned}$$

将积分常数 A 和 B 代入 $y(t)$ 的表达式, 经整理, 则可以简记为

$$y(t) = a_1 y_j + a_2 \dot{y}_j + b_0 \ddot{X}_j + b_1 \ddot{X}_{j+1} + b_2 \ddot{X}_{j+2} \quad (3-154)$$

式 (3-154) 中的系数为

$$a_1 = e^{-\lambda \omega t} \cos \omega \sqrt{1-\lambda^2} t + \frac{\lambda}{\sqrt{1-\lambda^2}} e^{-\lambda \omega t} \sin \omega \sqrt{1-\lambda^2} t \quad (3-155a)$$

$$a_2 = \frac{e^{-\lambda \omega t} \sin \omega \sqrt{1-\lambda^2} t}{\omega \sqrt{1-\lambda^2}} \quad (3-155b)$$

$$\begin{aligned}
 b_0 = & \frac{1}{\omega^2} \left[1 + \frac{3\lambda}{\omega \Delta t_j} + \frac{4\lambda^2-1}{\omega^2 \Delta t_j^2} \right] e^{-\lambda \omega t} \cos \omega \sqrt{1-\lambda^2} t \\
 & + \left[\lambda + \frac{3\lambda^2}{\omega \Delta t_j} + \frac{(4\lambda^2-1)\lambda}{\omega^2 \Delta t_j^2} - \frac{3}{2\omega \Delta t_j} - \frac{2\lambda}{\omega^2 \Delta t_j^2} \right] \frac{1}{\omega^2 \sqrt{1-\lambda^2}} e^{-\lambda \omega t} \sin \omega \sqrt{1-\lambda^2} t \\
 & - \frac{1}{\omega^2} \left[1 + \frac{3\lambda}{\omega \Delta t_j} + \frac{4\lambda^2-1}{\omega^2 \Delta t_j^2} - \left(\frac{3}{2\Delta t_j} + \frac{2\lambda}{\omega \Delta t_j^2} \right) t + \frac{1}{2\Delta t_j^2} t^2 \right]
 \end{aligned} \quad (3-155c)$$

$$\begin{aligned}
 b_1 = & -\frac{2}{\omega^3 \Delta t_j} \left[2\lambda + \frac{4\lambda^2-1}{\omega \Delta t_j} \right] e^{-\lambda \omega t} \cos \omega \sqrt{1-\lambda^2} t \\
 & - \left[2\lambda^2 + \frac{(4\lambda^2-1)\lambda}{\omega \Delta t_j} - 1 - \frac{2\lambda}{\omega \Delta t_j} \right] \frac{2}{\Delta t_j \omega^3 \sqrt{1-\lambda^2}} e^{-\lambda \omega t} \sin \omega \sqrt{1-\lambda^2} t \\
 & + \frac{1}{\omega^2 \Delta t_j} \left[\frac{4\lambda}{\omega} + \frac{2(4\lambda^2-1)}{\omega^2 \Delta t_j} - 2 \left(1 + \frac{2\lambda}{\omega \Delta t_j} \right) t + \frac{1}{\Delta t_j} t^2 \right]
 \end{aligned} \quad (3-155d)$$

$$\begin{aligned}
 b_2 = & \frac{1}{\omega^3 \Delta t_j} \left[\lambda + \frac{4\lambda^2-1}{\omega \Delta t_j} \right] e^{-\lambda \omega t} \cos \omega \sqrt{1-\lambda^2} t \\
 & + \left[\lambda^2 + \frac{(4\lambda^2-1)\lambda}{\omega \Delta t_j} - \frac{1}{2} - \frac{2\lambda}{\omega \Delta t_j} \right] \frac{1}{\Delta t_j \omega^3 \sqrt{1-\lambda^2}} e^{-\lambda \omega t} \sin \omega \sqrt{1-\lambda^2} t \\
 & - \left[\frac{\lambda}{\omega} + \frac{4\lambda^2-1}{\omega^2 \Delta t_j} - \left(\frac{1}{2} + \frac{2\lambda}{\omega \Delta t_j} \right) t + \frac{1}{2\Delta t_j} t^2 \right] \frac{1}{\omega^2 \Delta t_j}
 \end{aligned} \quad (3-155e)$$

将积分常数 A 和 B 代入 $y(t)$ 的表达式, 经整理, 则可以简记为

$$y(t) = a'_1 y_j + a'_2 \dot{y}_j + b'_0 \ddot{X}_j + b'_1 \ddot{X}_{j+1} + b'_2 \ddot{X}_{j+2} \quad (3-156)$$

式 (3-156) 中的系数为

$$a'_1 = -\frac{\omega}{\sqrt{1-\lambda^2}} e^{-\lambda \omega t} \sin \omega \sqrt{1-\lambda^2} t \quad (3-157a)$$

$$a'_2 = -\frac{\lambda}{\sqrt{1-\lambda^2}} e^{-\lambda \omega t} \sin \omega \sqrt{1-\lambda^2} t + e^{-\lambda \omega t} \cos \omega \sqrt{1-\lambda^2} t \quad (3-157b)$$

$$\begin{aligned} b'_0 = & -\left(3 + \frac{4\lambda}{\omega \Delta t_j}\right) \frac{1}{2\omega^2 \Delta t_j} e^{-\lambda \omega t} \cos \omega \sqrt{1-\lambda^2} t \\ & - \left(1 + \frac{3\lambda}{2\omega \Delta t_j} + \frac{2\lambda^2 - 1}{\omega^2 \Delta t_j^2}\right) \frac{1}{\omega \sqrt{1-\lambda^2}} e^{-\lambda \omega t} \sin \omega \sqrt{1-\lambda^2} t \\ & + \frac{1}{\omega^2} \left[\left(\frac{3}{2\Delta t_j} + \frac{2\lambda}{\omega \Delta t_j^2} \right) - \frac{1}{\Delta t_j^2} t \right] \end{aligned} \quad (3-157c)$$

$$\begin{aligned} b'_1 = & \left(1 + \frac{2\lambda}{\omega \Delta t_j}\right) \frac{2}{\omega^2 \Delta t_j} e^{-\lambda \omega t} \cos \omega \sqrt{1-\lambda^2} t \\ & + \left(\lambda + \frac{2\lambda^2 - 1}{\omega \Delta t_j}\right) \frac{2}{\Delta t_j \omega^2 \sqrt{1-\lambda^2}} e^{-\lambda \omega t} \sin \omega \sqrt{1-\lambda^2} t \\ & - \frac{2}{\omega^2 \Delta t_j} \left[\left(1 + \frac{2\lambda}{\omega \Delta t_j}\right) - \frac{1}{\Delta t_j} t \right] \end{aligned} \quad (3-157d)$$

$$\begin{aligned} b'_2 = & -\left(1 + \frac{4\lambda}{\omega \Delta t_j}\right) \frac{1}{2\omega^2 \Delta t_j} e^{-\lambda \omega t} \cos \omega \sqrt{1-\lambda^2} t \\ & - \left(\frac{\lambda}{2} + \frac{2\lambda^2 - 1}{\omega \Delta t_j}\right) \frac{1}{\Delta t_j \omega^2 \sqrt{1-\lambda^2}} e^{-\lambda \omega t} \sin \omega \sqrt{1-\lambda^2} t \\ & + \frac{1}{2\omega^2 \Delta t_j} \left[\left(1 + \frac{4\lambda}{\omega \Delta t_j}\right) - \frac{2}{\Delta t_j} t \right] \end{aligned} \quad (3-157e)$$

取 $t = t_{j+1} - t_j = \Delta t_j$, 代入式 (3-154)~式 (3-157), 且记 $y(t = t_j + \Delta t_j) = y(t_{j+1}) = y_{j+1}$, $\dot{y}(t = t_j + \Delta t_j) = \dot{y}(t_{j+1}) = \dot{y}_{j+1}$, 则可得相对位移反应和相对速度反应的递推公式如下:

$$y_{j+1} = c_{11} y_j + c_{12} \dot{y}_j + d_{11} \ddot{X}_j + d_{12} \ddot{X}_{j+1} + d_{13} \ddot{X}_{j+2} \quad (3-158)$$

$$\dot{y}_{j+1} = c_{21} y_j + c_{22} \dot{y}_j + d_{21} \ddot{X}_j + d_{22} \ddot{X}_{j+1} + d_{23} \ddot{X}_{j+2} \quad (3-159)$$

式 (3-158) 和式 (3-159) 中的系数为

$$c_{11} = e^{-\lambda \omega \Delta t_j} \cos \omega \sqrt{1-\lambda^2} \Delta t_j + \frac{\lambda}{\sqrt{1-\lambda^2}} e^{-\lambda \omega \Delta t_j} \sin \omega \sqrt{1-\lambda^2} \Delta t_j \quad (3-160a)$$

$$c_{12} = \frac{e^{-\lambda \omega \Delta t_j} \sin \omega \sqrt{1-\lambda^2} \Delta t_j}{\omega \sqrt{1-\lambda^2}} \quad (3-160b)$$

$$\begin{aligned} d_{11} = & \frac{1}{\omega^2} \left[1 + \frac{3\lambda}{\omega \Delta t_j} + \frac{4\lambda^2 - 1}{\omega^2 \Delta t_j^2} \right] e^{-\lambda \omega \Delta t_j} \cos \omega \sqrt{1-\lambda^2} \Delta t_j \\ & + \left[\lambda + \frac{3\lambda^2}{\omega \Delta t_j} + \frac{(4\lambda^2 - 1)\lambda}{\omega^2 \Delta t_j^2} - \frac{3}{2\omega \Delta t_j} - \frac{2\lambda}{\omega^2 \Delta t_j^2} \right] \frac{1}{\omega^2 \sqrt{1-\lambda^2}} e^{-\lambda \omega \Delta t_j} \sin \omega \sqrt{1-\lambda^2} \Delta t_j \\ & - \frac{1}{\omega^2} \left[\frac{\lambda}{\omega \Delta t_j} + \frac{4\lambda^2 - 1}{\omega^2 \Delta t_j^2} \right] \end{aligned} \quad (3-160c)$$

$$d_{12} = -\frac{2}{\omega^3 \Delta t_j} \left[2\lambda + \frac{4\lambda^2 - 1}{\omega \Delta t_j} \right] e^{-\lambda \omega \Delta t_j} \cos \omega \sqrt{1-\lambda^2} \Delta t_j$$

$$\begin{aligned}
& - \left[2\lambda^2 + \frac{(4\lambda^2 - 1)\lambda}{\omega \Delta t_j} - 1 - \frac{2\lambda}{\omega \Delta t_j} \right] \frac{2}{\Delta t_j \omega^3 \sqrt{1 - \lambda^2}} e^{-\lambda \omega \Delta t_j} \sin \omega \sqrt{1 - \lambda^2} \Delta t_j \\
& + \frac{1}{\omega^2 \Delta t_j} \left[\frac{2(4\lambda^2 - 1)}{\omega^2 \Delta t_j} - \Delta t_j \right] \quad (3-160d)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
d_{13} = & \frac{1}{\omega^3 \Delta t_j} \left[\lambda + \frac{4\lambda^2 - 1}{\omega \Delta t_j} \right] e^{-\lambda \omega \Delta t_j} \cos \omega \sqrt{1 - \lambda^2} \Delta t_j \\
& + \left[\lambda^2 + \frac{(4\lambda^2 - 1)\lambda}{\omega \Delta t_j} - \frac{1}{2} - \frac{2\lambda}{\omega \Delta t_j} \right] \frac{1}{\Delta t_j \omega^3 \sqrt{1 - \lambda^2}} e^{-\lambda \omega \Delta t_j} \sin \omega \sqrt{1 - \lambda^2} \Delta t_j \\
& - \left[\frac{4\lambda^2 - 1}{\omega^2 \Delta t_j} - \frac{\lambda}{\omega} \right] \frac{1}{\omega^2 \Delta t_j} \quad (3-160e)
\end{aligned}$$

$$c_{21} = - \frac{\omega}{\sqrt{1 - \lambda^2}} e^{-\lambda \omega \Delta t_j} \sin \omega \sqrt{1 - \lambda^2} \Delta t_j \quad (3-160f)$$

$$c_{22} = - \frac{\lambda}{\sqrt{1 - \lambda^2}} e^{-\lambda \omega \Delta t_j} \sin \omega \sqrt{1 - \lambda^2} \Delta t_j + e^{-\lambda \omega \Delta t_j} \cos \omega \sqrt{1 - \lambda^2} \Delta t_j \quad (3-160g)$$

$$\begin{aligned}
d_{21} = & - \left(3 + \frac{4\lambda}{\omega \Delta t_j} \right) \frac{1}{2\omega^2 \Delta t_j} e^{-\lambda \omega \Delta t_j} \cos \omega \sqrt{1 - \lambda^2} \Delta t_j \\
& - \left(1 + \frac{3\lambda}{2\omega \Delta t_j} + \frac{2\lambda^2 - 1}{\omega^2 \Delta t_j^2} \right) \frac{1}{\omega \sqrt{1 - \lambda^2}} e^{-\lambda \omega \Delta t_j} \sin \omega \sqrt{1 - \lambda^2} \Delta t_j \\
& + \frac{1}{\omega^2} \left(\frac{1}{2\Delta t_j} + \frac{2\lambda}{\omega \Delta t_j^2} \right) \quad (3-160h)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
d_{22} = & \left(1 + \frac{2\lambda}{\omega \Delta t_j} \right) \frac{2}{\omega^2 \Delta t_j} e^{-\lambda \omega \Delta t_j} \cos \omega \sqrt{1 - \lambda^2} \Delta t_j \\
& + \left(\lambda + \frac{2\lambda^2 - 1}{\omega \Delta t_j} \right) \frac{2}{\Delta t_j \omega^2 \sqrt{1 - \lambda^2}} e^{-\lambda \omega \Delta t_j} \sin \omega \sqrt{1 - \lambda^2} \Delta t_j - \frac{4\lambda}{\omega^3 \Delta t_j^2} \quad (3-160i)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
d_{23} = & - \left(1 + \frac{4\lambda}{\omega \Delta t_j} \right) \frac{1}{2\omega^2 \Delta t_j} e^{-\lambda \omega \Delta t_j} \cos \omega \sqrt{1 - \lambda^2} \Delta t_j \\
& - \left(\frac{\lambda}{2} + \frac{2\lambda^2 - 1}{\omega \Delta t_j} \right) \frac{1}{\Delta t_j \omega^2 \sqrt{1 - \lambda^2}} e^{-\lambda \omega \Delta t_j} \sin \omega \sqrt{1 - \lambda^2} \Delta t_j \\
& + \frac{1}{2\omega^2 \Delta t_j} \left(\frac{4\lambda}{\omega \Delta t_j} - 1 \right) \quad (3-160j)
\end{aligned}$$

绝对加速度反应则可按式 (3-142) 计算。

仿照线性内插法的反应谱连锁公式的思路, 可推导出抛物线内插法的反应谱连锁公式。当地震加速度 $\ddot{X}(t)$ 按等时间间隔 Δt 采样时, 有 $\Delta t_j = t_{j+1} - t_j = \Delta t_{j+1} = t_{j+2} - t_{j+1} = \Delta t$, 采用推导式 (3-158) 和式 (3-159) 的类似方法, 可以得到

$$y_{j+2} = c_{11} y_{j+1} + c_{12} \dot{y}_{j+1} + d_{11} \ddot{X}_{j+1} + d_{12} \ddot{X}_{j+2} + d_{13} \ddot{X}_{j+3} \quad (3-161)$$

$$\dot{y}_{j+2} = c_{21} y_{j+1} + c_{22} \dot{y}_{j+1} + d_{21} \ddot{X}_{j+1} + d_{22} \ddot{X}_{j+2} + d_{23} \ddot{X}_{j+3} \quad (3-162)$$

由式 (3-158)、式 (3-159) 和式 (3-161) 消去 y_j 、 \dot{y}_{j+1} , 可得相对位移反应的连锁公式:

$$\begin{aligned}
y_{j+2} = & (c_{11} + c_{22}) y_{j+1} + (c_{12} c_{21} - c_{11} c_{22}) \dot{y}_j + (c_{12} d_{21} - c_{22} d_{11}) \ddot{X}_j \\
& + (c_{12} d_{22} - c_{22} d_{12} + d_{11}) \ddot{X}_{j+1}
\end{aligned}$$

$$+ (c_{12}d_{23} - c_{22}d_{13} + d_{12})\ddot{X}_{j+2} + d_{13}\ddot{X}_{j+3} \quad (3-163)$$

由式 (3-158)、式 (3-159) 和式 (3-162) 消去 y_j 、 y_{j+1} ，可得相对速度反应的连锁公式：

$$\begin{aligned} \dot{y}_{j+2} = & (c_{11} + c_{22})\dot{y}_{j+1} + (c_{12}c_{21} - c_{11}c_{22})\dot{y}_j + (c_{21}d_{11} - c_{11}d_{21})\ddot{X}_j \\ & + (c_{21}d_{12} - c_{11}d_{22} + d_{21})\ddot{X}_{j+1} \\ & + (c_{21}d_{13} - c_{11}d_{23} + d_{22})\ddot{X}_{j+2} + d_{23}\ddot{X}_{j+3} \end{aligned} \quad (3-164)$$

根据式 (3-142)，绝对加速度反应 $S_a = y(t) + x(t)$ 的连锁公式为

$$\begin{aligned} S_{a,j+2} = & -2\lambda\omega\dot{y}_{j+2} - \omega^2 y_{j+2} = (c_{11} + c_{22})S_{a,j+1} + (c_{12}c_{21} - c_{11}c_{22})S_{a,j} \\ & - [2\lambda\omega(c_{21}d_{11} - c_{11}d_{21}) + \omega^2(c_{12}d_{21} - c_{22}d_{11})]\ddot{X}_j \\ & - [2\lambda\omega(c_{21}d_{12} - c_{11}d_{22} + d_{21}) + \omega^2(c_{12}d_{22} - c_{22}d_{12} + d_{11})]\ddot{X}_{j+1} \\ & - [2\lambda\omega(c_{21}d_{13} - c_{11}d_{23} + d_{22}) + \omega^2(c_{12}d_{23} - c_{22}d_{13} + d_{12})]\ddot{X}_{j+2} \\ & - (2\lambda\omega d_{23} + \omega^2 d_{13})\ddot{X}_{j+3} \end{aligned} \quad (3-165)$$

3-5-4 标准反应谱

在工程应用中，经常采用无量纲的反应谱，他们通常取反应谱值与地震动的最大值之比。这类反应谱称为标准反应谱，如

标准加速度反应谱

$$\beta_a = \frac{|y(t) + \ddot{X}(t)|_{\max}}{|\ddot{X}(t)|_{\max}} = \frac{S_a}{\ddot{X}_{\max}} \quad (3-166a)$$

标准速度反应谱

$$\beta_v = \frac{|\dot{y}(t)|_{\max}}{|\dot{X}(t)|_{\max}} = \frac{S_v}{\dot{X}_{\max}} \quad (3-166b)$$

标准位移反应谱

$$\beta_d = \frac{|y(t)|_{\max}}{|\ddot{X}(t)|_{\max}} = \frac{S_d}{\ddot{X}_{\max}} \quad (3-166c)$$

标准反应谱通常还称为动力系数。上述量分别表示单质点弹性体系的最大绝对加速度反应（最大相对速度反应、最大相对位移反应）对输入地震动的峰值加速度 \ddot{X}_{\max} （速度 \dot{X}_{\max} 、位移 X_{\max} ）的放大倍数。

对单自由度弹性体系，通常把惯性力看作是一种反映地震动对结构体系影响的等效力，用它对结构进行抗震验算。因此，当结构的自振周期 T 和阻尼比 λ 已知时，则对特定的水平向地震动 $\ddot{X}(t)$ ，结构所受的最大水平地震作用 F 为

$$\begin{aligned} F = & |F(t)|_{\max} = m |\ddot{y}(t) + \ddot{X}(t)|_{\max} = mS_a \\ = & mg \frac{S_a}{\ddot{X}_{\max}} \frac{\ddot{X}_{\max}}{g} = G\beta_a k = aG \end{aligned} \quad (3-167)$$

式中： m ——质点的质量；

G ——质点的重力， $G=mg$ ；

g ——重力加速度；

k ——地震系数，是地震动最大加速度与重力加速度之比，即 $k = \frac{\ddot{X}_{\max}}{g}$ ；

α ——水平地震影响系数，是地震系数与动力系数的乘积，即 $\alpha = k\beta_s = \frac{S_a}{g}$ 。

因此，绝对加速度反应谱 S_a 、动力系数 β_s 、地震系数 k 和地震影响系数 α 之间有如下关系：

$$\alpha = k\beta_s = \frac{S_a}{g} \quad (3-168)$$

可见，动力系数 β_s 谱的曲线形状与绝对加速度反应谱 S_a 的曲线形状是完全一致的，只是纵坐标值不同， β_s 谱值比 S_a 谱值缩小了 X_{\max} 倍；同样地，水平地震影响系数 α 谱的曲线形状与绝对加速度反应谱 S_a 的曲线形状也是完全一致的，只是 α 谱值比 S_a 谱值缩小了 g 倍。因此，标准反应谱还可以用地震影响系数 α 来表示。

3-5-5 设计反应谱

地震动是一个随机过程，即使在同一地点具有相同的地面运动强度，两次地震中所记录到的地面运动加速度时程曲线也有很大的差别。不同的加速度时程曲线可以算得不同的反应曲线，虽然它们之间存在某些共同特性，但也存在许多差异。在进行工程结构抗震设计时，不可能预测该结构将会遇到怎样的地震动作用。因此，仅用某一次地震记录到的一条加速度时程曲线所得到的反应谱曲线 S_a （或 β_s 值、 α 值）作为设计依据，来计算地震作用是不恰当的；而且，依据一条地震动加速度时程曲线所绘制的反应谱曲线（见图 3-10）波动起伏频繁，也很难在实际抗震设计中应用。因此，必须根据强震时在同一类场地上得到的地震动加速度时程，分别计算出它们的反应谱曲线；然后将这些谱曲线进行统计分析，求出其中最具有代表性的平均反应谱曲线，再对其进行平滑化处理，使其能用几个简单的数学表达式来表示它的变化，作为抗震设计的依据，称这样的谱曲线为设计反应谱。通常设计反应谱采用动力系数 β_s 谱或地震影响系数 α 谱。

《建筑抗震设计规范》GB50011—2001 给出的设计反应谱曲线如图 3-20 所示，采用水平地震影响系数 α 谱曲线的形式；依据不同的场地条件和地震环境，设计反应谱曲线分为 9 条。图 3-20 中的特征周期 T_g 按表 3-5 取值，水平地震影响系数最大值 α_{\max} 按表 3-6 取值。

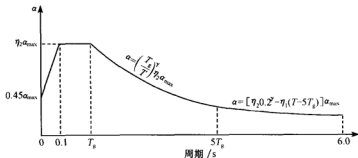


图 3-20 《建筑抗震设计规范》规定的水平地震影响系数曲线

表 3-5 《建筑抗震设计规范》GB50011—2001 规定的特征周期 T_g 值 (单位: s)

设计地震分组	场地类别			
	I	II	III	IV
第一组	0.25	0.35	0.45	0.65
第二组	0.30	0.40	0.55	0.75
第三组	0.35	0.45	0.65	0.90

注: 计算 8、9 罕遇地震作用时特征周期量增加 0.05 s。

表 3-6 《建筑抗震设计规范》GB50011—2001 三个设防水准的 α_{\max} 值 (阻尼比 $\lambda=0.05$)

设防烈度	6	7		8		9
设计基本地震加速度值 (g)	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40
地面地震动峰值加速度分区 (g)	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40
	0.04~0.09	0.09~0.14	0.14~0.19	0.19~0.28	0.28~0.38	≥ 0.38
多遇地震 (小震)	0.04	0.08	0.12	0.16	0.24	0.32
α_{\max} 基本烈度地震	0.12	0.23	0.34	0.45	0.68	0.90
罕遇地震 (大震)	—	0.50	0.72	0.90	1.20	1.40

由于《中国地震动参数区划图》GB18306—2001 以 50 年超越概率 10% 的地面地震动峰值加速度为区划指标, 分为 7 个等级, 即 $<0.05g$ 、 $0.05g$ 、 $0.1g$ 、 $0.15g$ 、 $0.20g$ 、 $0.30g$ 和 $\geq 0.40g$, 如图 3-21 所示 (见彩图), 不再采用地震烈度概念, 因此, 在应用《建筑抗震设计规范》GB50011—2001 时, 各设防烈度的设计基本地震加速度值采用《中国地震动参数区划图》给出的地面地震动峰值加速度分区值, 其关系如表 3-6 所示。采用特征周期 T_g 来考虑同一加速度分区范围内或同一地震烈度情况下地震震级大小、远近对加速度反应谱形状的影响, 大震、远震的加速度反应谱向长周期一侧延伸, 第一组表示小震、近震的影响, 第三组表示大震、远震的影响。

设计反应谱的周期从过去的 3 s 延伸至 6 s。这主要是由于高层建筑日益增多, 从而要求考虑较长周期的反应谱; 根据地震学研究和国内外强震观测资料统计分析, 在周期 6 s 范围内, 目前已有可能给出比较可靠的数据, 也基本满足了国内绝大多数高层建筑和长周期结构物的抗震设计要求。

考虑到不同结构类型建筑的抗震需要, 提供了不同阻尼比 ($\lambda=0.01\sim 0.20$) 的地震影响系数曲线相对于标准的地震影响系数曲线 (阻尼比 $\lambda=0.05$) 的修正方法:

上升段 ($0 \leq T < 0.1$ s):

$$\alpha = \left[\frac{0.45}{\eta_2} + 10 \left(1.0 - \frac{0.45}{\eta_2} \right) T \right] \eta_2 \alpha_{\max} \quad (3-169a)$$

水平段 ($0.1 \text{ s} \leq T \leq T_g$):

$$\alpha = \eta_2 \alpha_{\max} \quad (3-169b)$$

下降段 ($T_g < T \leq 5T_g$):

$$\alpha = \left(\frac{T_g}{T} \right)^{\gamma} \eta_2 \alpha_{\max} \quad (3-169c)$$

倾斜段 ($5T_g < T \leq 6.0$ s):

$$\alpha = \left[0.2\gamma - \frac{\eta_1}{\eta_2} (T - 5T_g) \right] \eta_2 \alpha_{\max} \quad (3-169d)$$

式中: α_{\max} ——阻尼比 $\lambda=0.05$ 时的水平地震影响系数最大值, 如表 3-6 所示;

γ 、 η_1 、 η_2 为与阻尼比 λ 有关的调整系数, 按下列公式计算:

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \lambda}{0.5 + 5\lambda} \quad (3-170a)$$

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \lambda}{0.06 + 1.7\lambda} \quad (3-170b)$$

$$\eta_1 = 0.02 + \frac{0.05 - \lambda}{8} \quad (3-170c)$$

由于拟速度反应谱、拟加速度反应谱和位移反应谱存在式 (3-103) 的简单关系, 取它们的对数, 则有

$$\lg S_a = \lg S_v + \lg \omega \quad (3-171a)$$

$$\lg S_d = \lg S_v - \lg \omega \quad (3-171b)$$

因此, 这些谱的对数值和频率的对数值有一个简单的直线关系, 这样就有可能把这三个谱值反映在同一个坐标图上, 这个图称为三坐标反应谱或三联谱图, 例如, 我国《核电厂抗震设计规范》GB50267—97 的设计反应谱, 见图 3-22。

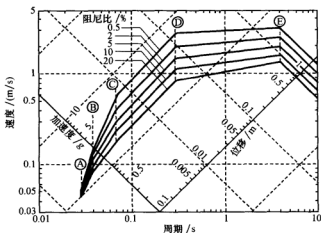


图 3-22 《核电厂抗震设计规范》基岩场地水平向标准反应谱

设计反应谱是与一定的抗震设防水平相对应的。我国工业与民用建筑的设计基准期为 50 年, 我国大坝等水工结构、大跨度桥梁、地铁、轻轨等交通工程的设计基准期为 100 年; 由于不同抗震设防对象的抗震设防水平的要求不同, 其设计基准期不同, 在工程场地地震安全性评价中通常需要给出 50 年超越概率 63%、10% 和 2%~3%、100 年超越概率 63%、10%、5%、4% 和 2%~3% 等不同抗震设防水平的设计加速度反应谱。

在规定工程结构的抗震设防水平时采用设计基准期内的超越概率表示,如 100 年超越概率 10%、5%,这种表述方法对非地震工程专业人员是较难以理解的,与其他自然灾害的表述方法(如百年一遇的洪水)也是不一致的。因此,采用地震重现周期来表示工程结构的抗震设防水平可能是更合适的,也易为非地震工程专业人员所理解。

假设未来地震事件的发生为 Poisson 过程,则可由 Poisson 定律推导出工程场地在 1 年内和设计基准期 T 年内至少发生 1 次地震动参数 Y (峰值加速度、地震烈度等) 大于等于 x 值的地震的概率可表示为

$$P_1(Y) = 1 - e^{-\lambda(x)} \quad (3-172)$$

$$P_T(Y) = 1 - e^{-\lambda(x)T} \quad (3-173)$$

式中: $P_1(Y)$ ——地震动参数 Y 的年超越概率;

$P_T(Y)$ ——地震动参数 Y 在 T 年内的超越概率;

$\lambda(x)$ ——地震动参数 Y 大于等于 x 值的年平均发生率。

当 $\lambda(x)$ 很小时,利用 Taylor 级数展开式可得

$$e^{-\lambda(x)} \approx 1 - \lambda(x) \quad (3-174)$$

因此,将式 (3-174) 代入式 (3-172)、式 (3-173) 可得

$$P_1(Y) \approx \lambda(x) \quad (3-175a)$$

$$P_T(Y) \approx 1 - [1 - \lambda(x)]^T \quad (3-175b)$$

式 (3-175) 即为地震动参数的超越概率和年平均发生率的近似关系式。

地震动参数 Y 大于等于 x 值的平均重现周期 TR (年) 可表示为

$$TR = \frac{1}{\lambda(x)} = \{1 - [1 - P_T(x)]^{\frac{1}{T}}\}^{-1} \quad (3-176)$$

从式 (3-176) 可以看出,地震动参数 Y 的年平均发生率 $\lambda(x)$ 越大,或设计基准期内的地震动参数 Y 的超越概率越大,地震平均重现周期越小。由式 (3-176) 可求得不同抗震设防概率水平的地震重现周期,如表 3-7 所示。

表 3-7 不同抗震设防水平的地震重现周期

设计基准期/年	设计基准期内的超越概率/%	地震重现周期/年
50	63	50
	10	475
	5	975
	3	1642
	2.5	1975
	2	2475
100	63	100
	10	950
	5	1950
	4	2450
	3	3280
	2.5	3950
	2	4950

3-6 地震动的人工合成

3-6-1 地震动人工合成方法研究现状

模拟强地震动是目前地震学家和地震工程学家共同进行深入研究的重要课题。由于历史的原因和知识背景的差异,研究的方法可明显地分为两大类:地震学方法和工程方法。

模拟强地震动的地震学方法基于众所周知的卷积定理。按照这一定理,地震动可以用地球介质的脉冲响应(格林函数)在时间和空间上与震源函数的卷积表示。因此,强地震动的模拟归结为震源表述和格林函数两个问题。与这两个问题相关的研究工作已经取得很大进展:余震和前震记录被用于构造经验格林函数以减小传播途径和场地条件所引起的不确定性;水平成层介质中理论格林函数的计算方法有了改进,并发展了计算非均匀介质中近场地震动的数值方法;人们对震源的复杂性已有所认识,并提出了相应的震源模型。此外,目前已积累了相当数量的有价值的近场地震动记录。基于这些进展,目前关于模拟强地震动的地震学方法研究十分活跃。地震学方法具有明确的物理意义,但在地震工程感兴趣的整个频带内(0.1~20 Hz)将它用于工程实际还有待继续努力。

模拟强地震动的工程方法的特点在于它并不深究引起如此复杂地震动时程的物理背景,而着重追求对其表现形态的数学描述。工程方法的基础是随机过程理论和地震动参数经验统计关系。前者着重从数学观点来模拟和描述地震动加速度时程的形态、细节;后者着眼于对实际地震动参数如峰值加速度、反应谱、持时、包络函数等进行统计分析。这种经验统计的结果通常作为一种物理约束条件直接加到地震动加速度时程的数学模拟过程之中,使得最终模拟计算得到的地震动参数在统计上与经验结果相一致。因此,强地震动的模拟归结为地震动参数的确定和加速度时程的数学模拟。前者通过地震危险性分析来完成,后者正是通常所指的地震动加速度时程的合成。强震记录的复杂性和很难预料特征使得地震工程学家感到难以用一种确定性的数学方法来描述地震动整个过程,从而提出了用随机过程来描述强地震动的思想。至今,已经提出了三种随机地震动模型:(1)平稳随机过程模型;(2)强度非平稳随机过程模型;(3)强度和频率非平稳随机过程模型。每一种模型的提出都是以一定数量的地震记录为依据的。为了对上述随机地震动模型进行数学描述,工程界又提出了若干方法。因此,强地震动的数学模拟是随着强震记录的逐步积累、数值计算水平的提高和对地震动记录特征分析的不断深化而逐步发展起来的。

Housner (1947)^[29]首次将地震动记录模拟为一系列随机脉冲,在整个20世纪50年代,Housner的思想占据指导地位。这一时期,人们用来模拟强地震动的随机模型均假设加速度功率谱密度函数为一常数,未考虑场地条件的影响。Kanai (1957)提出了地震动的平稳过滤白噪声模型,该模型考虑了场地条件的影响,是工程界使用广泛的地震动随机模型。20世纪60年代以后,人们逐步发现地震动并非是一个平稳的随机过程,而是由从弱到强的上升段、平均强度几乎不变的强震段和由强到弱的衰减段三部分

组成。Bolotin (1960)^[30]首次提出地震动的强度非平稳特性可以用平稳的高斯过程乘以一个确定性的包络函数而得到。Bolotin 的工作在模拟强地震动的工程方法中占有很重要的地位,以至于现在工程上广泛应用的人工地震动合成方法无不受之影响。20 世纪 70 年代中期至 80 年代中期,是人工地震动合成方法走向工程应用的时期,许多新的拟合反应谱技术相继提出。Scanlan 和 Sachs (1974)^[31]首次提出了拟合目标反应谱的三角级数迭加方法来模拟强地震动,具有更强的工程应用价值。该方法的基本思路是用一组三角级数构造平稳高斯过程,然后乘以确定性的强度包络函数,得到非平稳过程。胡聿贤和何训 (1986)^[32]提出了能较好控制拟合目标反应谱精度的模拟强地震动方法,该方法目前我国工程界仍在广泛应用。翟希梅和吴知丰 (1995)^[33]为使人工地震波的反应谱更好地收敛于平滑的设计谱,以文献 [32] 的人工地震动合成技术为基础,考虑到加速度反应谱与功率谱对应关系的误差,采取了功率谱的修正与傅里叶幅值谱的修正联合使用的方法,改善了人工地震波高频部分的反应谱与目标谱的拟合效果。程伟 (2000)^[34]通过给定地震动加速度时程的三角级数表达式,推导了计算反应谱的解析公式,继而得到由反应谱合成人工地震动加速度时程的三角级数表达式,无需进行功率谱转换及迭代运算即可直接生成拟合目标反应谱的地震动加速度时程,计算量少,拟合出的反应谱具有较高的精度。李建华和李杰 (2002)^[35]认为当以抗震设计规范标准反应谱作为人工地震动的目标反应谱时应考虑反应谱的随机特性,合成的人工地震波应能体现反应谱的均值特性和变异特性。为此,将给定的反应谱变异系数引入到线性单自由度体系随机反应的极值分布函数中,随机产生目标反应谱,提出了一种合成人工地震波的新方法。

目前,强度非平稳随机过程模型是工程界使用最广泛的地震动模型。该模型可将工程方法所要解决的问题归结为:对某一特定的工程场地预测地震动参数,包括地震动峰值加速度、反应谱、持时和强度包络函数等,利用随机振动理论合成一组强地震动加速度时程 $a(t)$ 以拟合预测的地震动参数。这样给出的 $a(t)$ 仅仅是随机地震动加速度过程的一个样本。显然,用这种方法获得的强度非平稳的地震动加速度随机过程,并不能完全反映真实地震动的统计特征,其主要原因在于地震动参数反映的信息不全。

从理论上讲,加速度时程 $a(t)$ 与其傅里叶谱 $A(f)$ 是一一对应的,如果知道幅值谱 $|A(f)|$ (或反应谱) 以及相位谱 $\varphi(f)$, 那么返回到时域时,峰值、持时、包络线形状以及所有地震动的细节都可以得到。通常幅值谱 $|A(f)|$ 通过拟合某一工程场地预测的地震动参数如反应谱及持时或强度包络函数等来确定;而强震记录的分析表明, $\varphi(f)$ 比 $|A(f)|$ 要不规则得多,因此,对于 $\varphi(f)$ 很难像对 $|A(f)|$ 那样建立简单的经验标定公式。这一特点导致所模拟的加速度时程 $a(t)$ 的频率特征从头到尾几乎完全相同。此外,由于 $|A(f)|$ 是通过只依赖于震级和震中距而不依赖于方位角的经验统计公式确定的,这使得震中距相同但方位角不同的场地,合成的加速度时程 $a(t)$ 是相同的。显然,这是与实际情况不符的,尤其对发震断层附近场地地震动的估计更是如此。随着地震动记录的不断积累,人们又逐步认识到地震动不仅强度是非平稳的,而且频率成分也是非平稳的,即地震动的初始阶段频率成分比较高,结束部分低频分量要多一些。Trifunac (1971)^[36]将相位谱分成两部分,一部分由面波频散曲线确定,另一部分

仍为伪随机数,首次提出利用成层介质的面波频散特征来模拟强度和频率非平稳的加速度时程。Ohsaki (1979)^[37]最早注意到地震动相位信息对合成强度非平稳的加速度时程的影响。他的主要贡献在于指出了地震动强度包络函数与相位差谱的频数分布函数在一定程度上相似,这就使得人们可以把在时域内对强度包络函数的研究改为在频域内对相位差谱的频数分布函数的研究,而后者与相位谱的关系更为密切。廖振鹏和魏颖(1988)^[38]受 Trifunac (1971) 用成层介质模型中面波频散特征来解释地震动强度和频率非平稳特性的启发,提出了“等效群速度”的概念,以描述地震波这一复杂波群在真实地球介质中的频散特征,并通过带通滤波的方式直接从强地震动记录中提取等效群速度,使工程上难以确定的地震动相位谱变得容易从物理过程来考虑,从而使合成的地震动在幅值谱和相位谱两方面均和强震观测资料在统计的意义上一致。金星(1992)^[39]用“等效相速度”这样一个简单的物理量,将廖振鹏和魏颖(1988)的思想与 Ohsaki 的观测结果联系起来,对地震动的相位特性进行了系统的理论研究,改进了他们度量地震动相位谱的方法;引进了地震学中有关点源位错的辐射因子和断层破裂速度的概念以描述二种不同形式的震源过程即位错过程和断层破裂过程对地震动的影响。刘鹏程和林皋等(1992)^[40]采用数量较多的小震记录作为经验格林函数,合成可能发生的破坏性强烈地震动,以此代替人造地震动时所用的初始加速度时程,按给定的峰值加速度对其进行标定,采用文献[32]的反应谱拟合技术拟合给定的目标反应谱,以得到满足精度要求的人造强烈地震加速度时程。由于小震记录中包含了震源特性、传播介质和局部场地的信息,因此,由小震合成的强烈地震动尽管带有不确定性,但还是继承了小震记录所包含的信息。因此,该方法考虑了地震环境和局部场地对地震动的影响,所合成的强烈地震加速度时程具有时间强度和频率含量的非平稳特征,且不需要人为规定强度包线。杨庆山和姜海鹏等(2001)^[41]阐述了地震动加速度时程的非平稳性不能由相位谱的概率分布唯一决定,进而阐明了相位差谱是影响地震动非平稳的决定性因素,并利用由美国西部强震记录得到的相位差谱分布特征与地震特性参数之间的统计关系,给出了一种基于相位差谱的时-频非平稳性人工地震波的合成方法。

3-6-2 地震动人工合成的三角级数法^[31,32]

这里,先介绍 Scanlan 和 Sachs (1974) 提出地震动人工合成的三角级数迭加方法,再简要介绍胡聿贤和何训(1986)对这一方法的改进之处。Scanlan 和 Sachs 法首先构造一个平稳的高斯过程^[31]:

$$x(t) = \sum_{k=0}^n X(\omega_k) \cos(\omega_k t + \phi_k) \quad (3-177)$$

其中,三角级数各分量的幅值可由加速度功率谱密度函数 $S(\omega)$ 求得

$$\begin{aligned} X(\omega_k) &= \sqrt{4S(\omega_k)\Delta\omega} \\ \Delta\omega &= \frac{2\pi}{T} \\ \omega_k &= k\Delta\omega = \frac{2\pi k}{T} \end{aligned} \quad (3-178)$$

式中: T ——地震动随机过程 $a(t)$ 的持时。

可以证明, 式 (3-177) 给出的过程为具有 (双边) 功率谱密度函数 $S(\omega)$ 的零均值平稳高斯过程。通常以加速度反应谱 $S_a(\lambda, \omega)$ 作为模拟的目标谱, 可利用关系式 (3-112) 将 $S_a(\lambda, \omega)$ 近似转换为 $S(\omega)$ 。在数值计算中, 一般用快速傅里叶变换 (FFT) 技术进行三角级数求和。这时把式 (3-177) 写成傅里叶变换的形式:

$$x(t) = \sum_{k=0}^{n-1} X(\omega_k) e^{i\omega_k t} \quad (3-179)$$

式中: $X(\omega)$ ——时间过程 $x(t)$ 的傅里叶谱, 由式 (3-177) 可得

$$X(\omega_k) = |X(\omega_k)| e^{i\psi_k} \quad (3-180)$$

式中: ψ_k ——时间过程 $x(t)$ 的傅里叶相位谱, 通常认为是在 $(0, 2\pi)$ 内均匀随机分布;

$|X(\omega)|$ ——时间过程 $x(t)$ 的傅里叶幅值谱, 并有

$$|X(\omega_k)| = \begin{cases} \sqrt{4S(\omega_k)\Delta\omega} & k = 0, \frac{n}{2} \\ \sqrt{S(\omega_k)\Delta\omega} & k = 1, 2, \dots, \frac{n}{2} - 1 \end{cases} \quad (3-181)$$

$$X(\omega_k) = X^*(\omega_{n-k}) \quad k = \frac{n}{2} + 1, \frac{n}{2} + 2, \dots, n-1$$

其中, $X^*(\omega_{n-k})$ 为 $X(\omega_k)$ 的共轭复数。对式 (3-180) 进行傅里叶逆变换即可得式 (3-177) 所示的平稳高斯过程。取式 (3-88) 形式的强度包络函数 $f(t)$, 将 $f(t)$ 与式 (3-177) 的 $x(t)$ 相乘, 可得强度非平稳的地震动加速度 $a(t)$ 的初始时程:

$$a(t) = f(t) \sum_{k=0}^n X(\omega_k) \cos(\omega_k t + \psi_k) \quad (3-182)$$

由于式 (3-112) 表示的反应谱 $S_a(\lambda, \omega)$ 与功率谱 $S(\omega)$ 的关系是近似的, 式 (3-181) 表示的傅里叶幅值谱与功率谱的关系是概率平均的, 所以按式 (3-182) 的初始时程 $a(t)$ 计算出来的反应谱一般只近似于目标谱, 符合的程度也是概率平均的。为了提高拟合精度, 通常按式 (3-183) 迭代和调整式 (3-182) 中的傅里叶幅值谱:

$$|X^{i+1}(\omega_k)| = \frac{S_a^T(\lambda, \omega_j)}{S_a^i(\lambda, \omega_j)} |X^i(\omega_k)| \quad (3-183)$$

式中: $|X^i(\omega_k)|$ ——第 i 次迭代得到的傅里叶幅值谱;

$S_a^T(\lambda, \omega_j)$ ——第 j 个控制频率点的目标反应谱;

$S_a^i(\lambda, \omega_j)$ ——第 j 个控制频率点第 i 次迭代计算的反应谱。

采用上述方式调整傅里叶幅值谱时仅局限在控制频率点 ω_j 附近的傅里叶分量, 通常可局限于调整第 $j-1$ 个和第 $j+1$ 个控制频率点之间中间一半的傅里叶分量。

按此方法, 每次迭代后都要乘以强度包络函数 $f(t)$, 且仅调整傅里叶幅值谱而不调整相位谱, 迭代计算的效率较低。胡聿贤和何训 (1986)^[32]提出了改进的傅里叶幅值谱调整法以及相位谱调整法, 具有三个特点:

(1) 将式 (3-182) 改写成如下形式:

$$a(t) = \sum_{k=0}^n C(\omega_k) \cos(\omega_k t + \psi_k) \quad (3-184)$$

但是, 相位谱 ϕ_k 是将式 (3-182) 进行傅里叶变换后得到的新相角, 而不是原来任意选定的 $(0, 2\pi)$ 内均匀分布的随机相角, 这样得到的相位谱 ϕ_k 反映了强度包络函数 $f(t)$ 的影响。

(2) 在 Scanlan 和 Sachs 法, 傅里叶幅值谱的调整中对最大反应发生时间及其正负号都未考虑; 而胡聿贤和何训的改进方法则考虑各频率分量对最大反应贡献的正负号及大小。

(3) 对于仅用傅里叶幅值谱调整不能满足精度的控制频率点, 采用了相位谱调整法。

3-6-3 地震动人工合成的工程地震学方法^[38, 39]

众所周知, 地震动加速度时程 $a(t)$ 与其傅里叶谱 $A(f)$ 是一一对应的:

$$a(t) = \int_{-\infty}^{\infty} A(f) e^{i2\pi ft} df \quad (3-185a)$$

$$A(f) = |A(f)| e^{-i\varphi(f)} \quad (3-185b)$$

因此, $a(t)$ 的合成归结为傅里叶幅值谱 $|A(f)|$ 和相位谱 $\varphi(f)$ 的预测。

幅值谱 $|A(f)|$ 可以采用震级 M 、距离 R 和场地条件标定, 经验标定公式根据强地震动记录统计回归方法建立; 也可以根据预测的反应谱, 通过迭代方法确定。

金星 (1992)^[39] 引入“等效相速度”概念, 将震源视为点源, 认为相位谱 $\varphi(f)$ 可简单地表示为

$$\varphi(f) = -2\pi f \frac{R}{c(f)} \quad (3-186)$$

式中: R ——震源距;

$c(f)$ ——地震波从震源传播到场地的等效相速度。

在实际合成地震动过程中, 采用式 (3-186) 的离散化形式:

$$\varphi(f_k) = -2\pi f_k \frac{R}{c(f_k)} \quad k = 0, 1, 2, \dots, M \quad (3-187)$$

这里, $f_{k+1} = f_k + \Delta f_k$, M 为 2 的整数幂。一般取 $\Delta f_k = \frac{1}{T_d}$, T_d 为 $a(t)$ 的持续时间。

定义相位差谱为

$$\Delta\varphi(f_k) = \varphi(f_{k+1}) - \varphi(f_k) \quad (3-188)$$

将式 (3-187) 代入式 (3-188) 可得

$$\Delta\varphi(f_k) = -2\pi R \frac{\Delta f_k c(f_k) - f_k \Delta c(f_k)}{c(f_{k+1})c(f_k)} \quad (3-189)$$

根据波动理论, 等效群速度 $U(f_k)$ 、相速度 $c(f_k)$ 和波数 $K(f_k)$ 存在如下关系:

$$c(f_k) = 2\pi \frac{f_k}{K(f_k)} \quad (3-190)$$

$$U(f_k) = 2\pi \frac{\Delta f_k}{\Delta K(f_k)} \quad (3-191)$$

式中: $\Delta K(f_k) = K(f_{k+1}) - K(f_k)$ 。

由式 (3-190) 和式 (3-191) 可得

$$\frac{\Delta f_k}{U(f_k)} = \frac{\Delta f_k c(f_k) - f_k \Delta c(f_k)}{c(f_{k+1})c(f_k)} \quad (3-192)$$

将式 (3-192) 代入式 (3-189) 得

$$\Delta\varphi(f_k) = -2\pi R \frac{\Delta f_k}{U(f_k)} \quad (3-193)$$

由式 (3-188) 可得

$$\varphi(f_{k+1}) = \sum_{i=0}^k \Delta\varphi(f_i) + \varphi(f_0) \quad i = 0, 1, 2, \dots, M \quad (3-194)$$

将式 (3-193) 代入式 (3-194), 则有

$$\varphi(f_{k+1}) = -2\pi R \Delta f_k \sum_{i=0}^k \frac{1}{U(f_i)} + \varphi(f_0) \quad (3-195)$$

可以证明, 若离散频距 $\Delta f_k = \frac{1}{T_d}$, 当 $T_d \in (0, T_d)$ 时, 必有

$$\Delta\varphi(f_k) \in (0, -2\pi) \quad k = 0, 1, 2, \dots, M \quad (3-196)$$

这说明相位差谱的值域永远在 $(0, -2\pi)$ 内。利用式 (3-197) 可推得

$$\sum_{i=1}^k \Delta\varphi(f_i) \in (0, -2\pi k) \quad (3-197)$$

可见, 随着 k 值增大即频率提高, 相位谱 $\varphi(f_{k+1})$ 的值域的绝对值也增大。由于初始相位是一个待定的常数, 它对相位谱仅起到一个参考坐标作用, 因此, 为了方便, 可取 $\varphi(f_0) = 0$ 。这样, 相位谱的值域满足

$$\varphi(f_{k+1}) \in (0, -2\pi k) \quad (3-198)$$

若取 $\epsilon_k \in (0, -2\pi)$, 且

$$e^{i\varphi(f_{k+1})} = e^{i\sum_{i=0}^k \Delta\varphi(f_i)} = e^{-i2\pi m + i\epsilon_k} = e^{i\epsilon_k} \quad (3-199)$$

则定义 ϵ_k 为相位谱 $\varphi(f_{k+1})$ 在 $(0, -2\pi)$ 内的主值。显然, 由式 (3-199) 可得

$$\varphi(f_{k+1}) = -2\pi m(k) + \epsilon_k \quad (3-200)$$

其中, 整数 $m(k)$ 满足 $0 \leq m(k) \leq k$ 。对于较高的频率即较大的 $m(k)$, ϵ_k 的绝对值与 $2\pi m(k)$ 相比完全可看成是一个小量, 此时, 相位谱的主要性质由 $m(k)$ 确定, 而 ϵ_k 可看成为包含了测量 $\varphi(f_{k+1})$ 时各种因素所引起的随机误差。显然, 前述工程方法所采用的相位谱只是相位谱的主值 ϵ_k , 并非真正的相位谱。

对均匀、各向同性、完全弹性的介质, 金星 (1992)^[39] 引进地震学中有关点源位错的概念以描述震源过程对地震动的影响。设位错如图 3-23 所示, 推得场地 S_0 三分量地震动加速度时程的傅里叶谱为

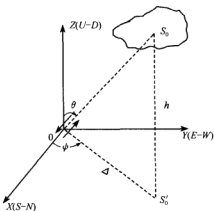


图 3-23 地震的点源位错模型

$$\begin{Bmatrix} A_x(M_0, R, f) \\ A_y(M_0, R, f) \\ A_z(M_0, R, f) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} B_x(R, f, \theta, \psi) \\ B_y(R, f, \theta, \psi) \\ B_z(R, f, \theta, \psi) \end{Bmatrix} |I_P(M_0, R, f)| e^{i\varphi_P(R, f)} \quad (3-201)$$

其中:

$$\begin{aligned} B_x(R, f, \theta, \psi) &= \sin\theta \cos\psi \left(\frac{\beta}{\alpha}\right)^3 e^{i2\pi f R/V_\phi} \Omega_P(\theta, \psi) \\ &\quad + \cos\theta \cos\psi \Omega_{SV}(\theta, \psi) - \sin\psi \Omega_{SH}(\theta, \psi) \\ B_y(R, f, \theta, \psi) &= \cos\theta \sin\psi \left(\frac{\beta}{\alpha}\right)^3 e^{i2\pi f R/V_\phi} \Omega_P(\theta, \psi) \\ &\quad + \cos\theta \sin\psi \Omega_{SV}(\theta, \psi) + \cos\psi \Omega_{SH}(\theta, \psi) \\ B_z(R, f, \theta, \psi) &= \cos\psi \left(\frac{\beta}{\alpha}\right)^3 e^{i2\pi f R/V_\phi} \Omega_P(\theta, \psi) - \sin\psi \Omega_{SV}(\theta, \psi) \end{aligned} \quad (3-202)$$

式中: R ——震源距;

M_0 ——地震矩;

f ——频率 (Hz);

α 、 β ——P波和S波的波速;

Ω_P ——P波的辐射方向性因子, $\Omega_P(\theta, \psi) = \sin 2\theta \sin \psi$;

Ω_{SV} ——SV波的辐射方向性因子, $\Omega_{SV}(\theta, \psi) = \cos 2\theta \cos \psi$;

Ω_{SH} ——SH波的辐射方向性因子, $\Omega_{SH}(\theta, \psi) = -\cos \theta \sin \psi$;

V_ϕ ——常数, $V_\phi = \frac{\alpha\beta}{\alpha - \beta}$;

$\varphi_P(R, f)$ ——相位谱;

$|I_P(M_0, R, f)|$ ——幅值谱。

一般地, 这种理论计算的结果不会与工程场地所在地区地震波的经验衰减关系和频散特征相一致。为此, 按标定原则, 可假定人工合成的地震动傅里叶幅值谱和相位谱在统计意义上应等于场地所在地区经验统计所得的傅里叶幅值谱和相位谱。

Trifunac (1976)^[42]在分析美国西部强地震动的衰减关系后, 提出了加速度傅里叶幅值谱 $FS(M, \Delta, f, S, V)$ 随震级 M 、震中距 Δ 、场地条件 S (软土场地取 $S=0$ 、一般场地取 $S=1$ 、基岩场地取 $S=2$)、地震动分量方向 V 而变的统计经验关系及其参数值。以美国西部为例, 则应有

$$FS(M, \Delta, f, S, V) |_{V=0} = E[B_x(R, f, \theta, \psi)] |I_P(M_0, R, f)| \quad (3-203a)$$

$$FS(M, \Delta, f, S, V) |_{V=0} = E[B_y(R, f, \theta, \psi)] |I_P(M_0, R, f)| \quad (3-203b)$$

$$FS(M, \Delta, f, S, V) |_{V=1} = E[B_z(R, f, \theta, \psi)] |I_P(M_0, R, f)| \quad (3-203c)$$

式中: $V=1$ 表示竖向地震动分量, $V=0$ 表示水平向地震动分量, $E[*]$ 表示对该项中的 θ 和 ψ 求平均。数值计算表明: $E[B_x(R, f, \theta, \psi)] = E[B_y(R, f, \theta, \psi)]$, 也即两个水平分量仅需标定一个分量就行了; 对于震源距从零至 80 km 的范围, $E[B_x(R, f, \theta, \psi)]$ 和 $E[B_z(R, f, \theta, \psi)]$ 值的范围为 0.293~0.368 和 0.194~0.335, 而且

几乎不随频率而变。这说明地震动水平分量的峰值比竖向分量的峰值平均大 1.25 倍。

廖振鹏和魏颖 (1988)^[38] 根据美国西部 1933~1979 年发生的 35 次地震 369 条加速度记录在 0.1~20 Hz 范围内的统计分析, 得到等效群速度 $U(f)$ (km/s) 的经验关系:

$$U(f) = \bar{U}(f)[1 + 0.2\epsilon(f)] \quad (3-204a)$$

$$\bar{U}(f) = 2.713 + 0.823 \lg f - 0.407 \lg^2 f \quad (3-204b)$$

式中: $\epsilon(f)$ ——表示 $(-1, 1)$ 内的随机数;

$\bar{U}(f)$ ——表示 $U(f)$ 在频率为 f (Hz) 处的期望值。

在式 (3-195) 中取 $\varphi(f_0)=0$, 并与式 (3-187) 比较, 并注意到 $f_k = k\Delta f_k$, 则可得

$$\frac{1}{c(f_k)} = \frac{1}{k} \sum_{i=0}^{k-1} \frac{1}{\bar{U}(f_i)} \quad (3-205)$$

由于 $U(f_i)$ 已知, 则由式 (3-205) 可得等效相速度 $c(f_k)$, 经过数值计算与方差分析, 得到等效相速度 $c(f)$ (km/s) 的经验关系如下:

$$c(f) = \bar{c}(f)[1 + 0.187\epsilon(f)] \quad (3-206a)$$

$$\bar{c}(f) = 2.812 + 0.825 \lg f - 0.101 \lg^2 f \quad (3-206b)$$

式中: $\bar{c}(f)$ ——表示 $c(f)$ 在频率为 f (Hz) 处的期望值。

由式 (3-204) 的经验关系表明, 等效群速度 $U(f)$ 随频率的增加而增大, 这暗示波群的到时 $t_n = \frac{R}{U(f)}$ 趋向于随频率的增加而减小。因此, 从统计上讲, 频率高的波群先达到场地, 从而形成地震动加速度时程的频率非平稳性。式 (3-204) 还表明, 当频率小于 1 Hz 时, 等效群速度 $U(f)$ 随频率的增加而增长的速率较快; 而当频率大于 1 Hz 时, 增长的速率趋于平缓。因此, 就高频而言, 等效群速度随频率的变化不明显, 则地震动就不再具有频率非平稳的特征; 反之, 就低频而言, 等效群速度随频率的变化显著, 地震动频率非平稳的特征就十分明显。

这样, 对于美国西部地区, 则相位谱可写成

$$\varphi_p(R, f) = -2\pi R \frac{f}{c(f)} \quad (3-207)$$

将式 (3-203)、式 (3-207) 代入式 (3-201), 就可得到合成场地三分量地震动加速度的公式:

$$\begin{Bmatrix} A_x(M_s, R, f) \\ A_y(M_s, R, f) \\ A_z(M_s, R, f) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} B_x(R, f, \theta, \psi) / E[B_x(R, f, \theta, \psi)] \\ B_y(R, f, \theta, \psi) / E[B_y(R, f, \theta, \psi)] \\ B_z(R, f, \theta, \psi) / E[B_z(R, f, \theta, \psi)] \end{Bmatrix} FS(M, \Delta, f, S, V) e^{i\varphi_p(R, f)} \quad (3-208)$$

由此可见, 这样合成的工程场地的强地震动加速度时程是在统计意义上与该地区地震波的频散和衰减特征相一致的非平稳过程。

3-6-4 地震动转动分量的人工合成

地震动是多维的, 任一点的地震动有六个分量, 即三个平动分量和三个转动分量。

对于重要或复杂结构,仅考虑一维或二维地震动作用是不够的,应考虑多维地震动的联合作用。许多学者对结构在六分量地震动作用下的反应、地震动转动分量及地震动各分量的相关性对结构反应的影响,已做了一些有益的探讨^[7,43~48]。为满足当前工程抗震设计需要,研究地震动转动分量的人工合成方法是一项有实际意义的基础性工作。这里介绍一种人工合成地面运动转动分量的工程实用方法^[45]。

1. 地面地震动转动模型

采用图 3-24 的直角坐标系,地震波在 x_1Ox_3 平面内传播,位移分量 u_2 为出平面运动, u_1 和 u_3 为平面内运动的两个分量。假设地震波的传播介质是均匀、弹性的,或是成层均匀、弹性的;入射到半空间自由表面的波系为体波。根据上述假设,由波动理论可得转动分量与平动分量之间的关系:

入射波为 SH 波时,有

$$\varphi_3 = i\omega \frac{u_2}{2c} \quad (3-209)$$

式中: c ——视波速;

ω ——圆频率;

i ——虚数符号, $i = \sqrt{-1}$ 。

入射波为 P 波及 SV 波时,有

$$\varphi_2 = -i\omega \frac{u_3}{c} \quad (3-210)$$

可见,体波入射自由表面时,在上述坐标系内只产生两个转动分量。对式 (3-209) 和式 (3-210) 做傅里叶变换,有

$$\Phi_3(\omega) = i\omega \frac{U_2(\omega)}{2c} \quad (3-211)$$

$$\Phi_2(\omega) = -i\omega \frac{U_3(\omega)}{c} \quad (3-212)$$

式中: $\Phi_2(\omega)$ 、 $\Phi_3(\omega)$ —— $\varphi_2(t)$ 和 $\varphi_3(t)$ 的傅里叶谱;

$U_2(\omega)$ 、 $U_3(\omega)$ —— $u_2(t)$ 和 $u_3(t)$ 的傅里叶谱。

这就是转动分量与平动分量傅里叶谱之间的关系。由此可知,地面地震波扭转分量只与 SH 体波有关,地面地震波摇摆分量只与 P、SV 体波有关。但实际地震记录并非单纯的 SH 或 P、SV 体波,而是这三种波的综合。因此,要得到平面内运动及出平面运动,必须对实际地震记录进行分解。假设地震台站记录分量的方向与震中方位之间的夹角为 α ,则可按下式将实际地震记录的三分量运动分解成平面内运动和出平面运动(位移):

$$\{\mathbf{u}\} = [\mathbf{T}]\{\mathbf{u}'\} \quad (3-213)$$

式中: $\{\mathbf{u}'\} = \{u'_1 \quad u'_2 \quad u'_3\}^T$ ——地震台站记录的三分量运动;

$\{\mathbf{u}\} = \{u_1 \quad u_2 \quad u_3\}^T$ ——平面内运动和出平面运动;

$[\mathbf{T}]$ ——坐标变换矩阵;

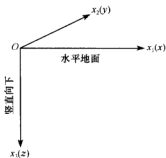


图 3-24 波动问题的直角坐标系

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos\alpha & 0 & \sin\alpha \\ 0 & 1 & 0 \\ \sin\alpha & 0 & \cos\alpha \end{bmatrix} \quad (3-214)$$

将上述分解出来的平面内运动和出平面运动时程分别做傅里叶变换,并代入式(3-211)和式(3-212)求得转动分量傅里叶谱,然后对转动分量傅里叶谱进行傅里叶逆变换,即可得地面地震波转动分量的时程。

2. 体波视速度的估计

由式(3-211)和式(3-212)可知,视波速 c 的大小,对地面地震波转动分量合成结果的影响很大。体波视速度的估计问题一直没有得到很好的解决。假定地震波在地表面入射角为 θ ,可按式(3-215)确定视波速 c :

$$c = \frac{v}{\sin\theta} \quad (3-215)$$

式中: v ——体波传播速度。

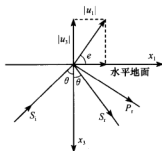


图 3-25 地震波在自由表面的入射

考虑到入射角 θ 为随机变量,可在频域内用谐波法通过大量地震记录来统计入射角 θ 的平均值。

假设频率为 ω 的稳态谐波以入射角 θ 入射到自由地面上, e 为地震波在自由地表面上的广义视出射角,如图 3-25 所示,它满足如下关系式:

$$\tan e = \frac{|u_3|}{|u_1|} \quad (3-216)$$

式中: $|u_1|$ 、 $|u_3|$ ——平面内运动的位移水平分量和竖向分量幅值。

将 u_1 、 u_3 的表达式代入式(3-216),可推得广义视出射角与入射角的关系式。对于 S 波单独入射时,有

$$\tan e = \begin{cases} \frac{2\sin\theta_s \sqrt{1-k^2\sin^2\theta_s}}{k\cos 2\theta_s} & 0 \leq \theta_s < \sin^{-1}\left(\frac{1}{k}\right) \\ \frac{2\sin\theta_s \sqrt{k^2\sin^2\theta_s - 1}}{k\cos 2\theta_s} & \sin^{-1}\left(\frac{1}{k}\right) \leq \theta_s < 45^\circ \\ \frac{2\sin\theta_s \sqrt{k^2\sin^2\theta_s - 1}}{k\cos(180^\circ - 2\theta_s)} & 45^\circ \leq \theta_s \leq 90^\circ \end{cases} \quad (3-217)$$

式中: k ——P 波与 S 波的波速之比;

θ_s ——S 波入射角。

对应于 3 种不同的 k 值,按式(3-217)确定的 S 波入射角 θ_s 与广义视出射角 e 的关系曲线如图 3-26 所示。由图可见, $\theta_s > 45^\circ$ 所对应的 $e > 60^\circ$;而由实际地震记录求得的 e 值基本上都小于 60° 。因此,可不考虑 $\theta_s > 45^\circ$ 的情况。

为使用方便,用图 3-26 中的虚线代替在 $0^\circ \sim 45^\circ$ 之间 θ_s 与 e 的实际曲线,得到如下

公式:

$$\theta_s = \sqrt{21468 - (e - 106.5)^2} - 100.6 \quad (3-218)$$

根据稳态谐波的假定, 式 (3-216) 可写为

$$\tan e = \frac{|u_3|}{|u_1|} = \frac{|\omega^2 u_3|}{|\omega^2 u_1|} = \frac{|u_3|}{|u_1|} \quad (3-219)$$

式中: $|u_1|$ 、 $|u_3|$ ——平面内运动的加速度水平分量和竖向分量幅值。

因此, 可用实际地震记录的加速度时程估计地震波的人射角。利用 1971 年 2 月 9 日美国 San Fernando 地震的 14 个基岩场地的 42 条记录, 按上述方法求得相应的 S 波入射角 θ_s 与广义视出射角 e 值, 表 3-8 为基岩场地的 S 波平均入射角。这些基岩场地的震中距基本上都在 30~40 km 范围内, 它们的人射角 θ_s 比较接近, 14 个场地的平均值为 29.85° , 标准差为 2.82° 。因此, 可取 S 波在基岩表面的人射角 $\theta_s = 30^\circ$ 。

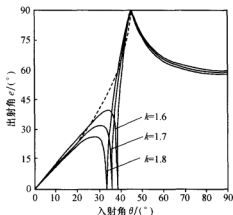


图 3-26 S 波入射角与出射角关系

表 3-8 基岩表面 S 波入射角的统计结果

基岩场地序号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
S 波入射角 $\theta_s/(^\circ)$	27	29	30	28	33	23	33	29	32	30	29	30	31	34

在实际地震记录中 S 波为其主要成分, 因此可将式 (3-204) 表示的地震波群速度频散曲线 $U(f)$ 近似作为 S 波的群速度频散曲线。将 $\theta_s = 30^\circ$ 代入 $c = \frac{v}{\sin \theta}$ 可得 S 波视速度 $C(f)$ (km/s) 的频散曲线为

$$C(f) = \bar{C}(f)[1 + 0.2\epsilon(f)] \quad (3-220a)$$

$$C(f) = 5.426 + 1.646 \lg f - 0.814 \lg^2 f \quad (3-220b)$$

式中: $\epsilon(f)$ ——表示 $(-1, 1)$ 内的随机数;

$\bar{C}(f)$ ——表示 $C(f)$ 在频率为 f (Hz) 处的期望值。

根据文献 [49], $U(f)$ 基本上代表了地震波在基岩中的传播速度, 而地震波在基岩表面的人射角 $\theta_s \approx 30^\circ$, 因此, 式 (3-220) 求得的 $C(f)$ 代表了地震波在基岩中的视速度。由于假设介质为水平成层, 地震波在其中传播要满足 Snell 定律, 因此地震波在不同场地中的视速度都可用式 (3-220) 表示。

3. 地面地震波转动分量的合成

求出视速度 $C(f)$ 后, 可按下述步骤由实际地震记录来合成地面地震波转动分量:

(1) 按式 (3-213) 将地震的三分量平动加速度记录分解为平面内运动 $u_1(t)$ 、 $u_3(t)$ 和出平面运动 $u_2(t)$;

(2) 对 $u_3(t)$ 和 $u_2(t)$ 进行傅里叶变换, 求得 $\dot{U}_3(\omega)$ 和 $\dot{U}_2(\omega)$;

(3) 将 $\dot{U}_3(\omega)$ 、 $\dot{U}_2(\omega)$ 及 $C(f)$ 代入式 (3-211)、式 (3-212), 求得地震波转动分量傅里叶谱 $\Phi_2(\omega)$ 、 $\Phi_3(\omega)$;

(4) 对 $\Phi_2(\omega)$ 、 $\Phi_3(\omega)$ 进行逆傅里叶变换, 取其实际部, 即可得地震波转动分量加速度时程曲线。

图 3-27 为根据 El-Centro (1940) 地震三平动分量 (加速度) 合成的地面地震波转动分量 (摇摆及扭转) 加速度时程, 其中扭转分量的峰值为 0.0135 rad/s^2 , 这和文献 [49] 中对同次地震合成的扭转峰值为 0.0165 rad/s^2 的结果基本相符。图 3-28 和图 3-29 为相应的转动分量傅里叶谱及加速度反应谱曲线。

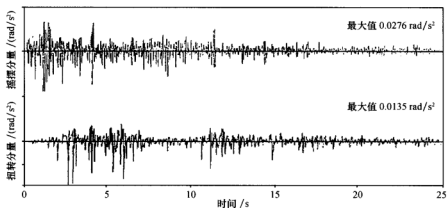


图 3-27 由 El-Centro (1940) 地震三平动分量人工合成的地震波摇摆和扭转分量加速度时程

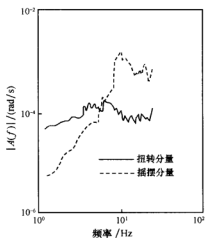


图 3-28 转动分量傅里叶谱
(El-Centro 地震, 1940)

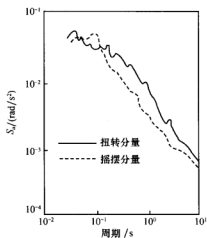


图 3-29 转动分量加速度反应谱
(El-Centro 地震, 1940)

参考文献

- [1] 胡聿贤. 地震工程学 (第二版) [M]. 北京: 地震出版社, 2006.
- [2] 谢礼立, 于双久等. 强震观测与分析原理 [M]. 地震出版社, 1982.
- [3] 李杰, 李国强. 地震工程学导论 [M]. 北京: 地震出版社, 1992.
- [4] 沈聚敏, 周锡元, 高小旺, 刘晶波. 抗震工程学 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.
- [5] 星谷胜. 随机振动分析 [M]. 常保琦译. 北京: 地震出版社, 1977.
- [6] 余载道, 曹国放. 随机振动理论及其应用 [M]. 上海: 同济大学出版社, 1988.
- [7] 李宏男. 结构多维抗震理论与设计方法 [M]. 北京: 科学出版社, 1998.
- [8] Kuribayashi E, Iwasaki T, Lida Y, et al. Effects of seismic and subsoil conditions on earthquake response spectra [A] // Proceedings of International Conference Microzonation [C]. Seattle, Washington, USA, 1972; 499—512.
- [9] 周雍年. 震级、震中距和场地条件对地面运动反应谱的影响 [J]. 地震工程与工程振动, 1984 (4): 14—21.
- [10] 谢礼立, 张晓志. 地震动记录持时与工程持时 [J]. 地震工程与工程振动, 1988, (1): 31—38.
- [11] Kaul M K. Stochastic characterization of earthquake through their response spectrum [J]. International Journal of Earthquake Engineering and Structure Dynamics. 1978, (5): 497—510.
- [12] 胡聿贤. 地震安全性评价技术教程 [M]. 北京: 地震出版社, 1989.
- [13] 刘恢先. 《中国地震烈度表 (1980)》说明书 [A] // 国家地震局工程力学研究所. 刘恢先地震工程学术论文选集 [C]. 北京: 地震出版社, 1992.
- [14] 田启文, 廖振鹏, 孙平善. 根据烈度资料估算我国地震动参数衰减规律 [J]. 地震工程与工程振动, 1986, (1): 21—35.
- [15] 霍俊荣. 近场强地面运动衰退规律的研究 [D]. 哈尔滨: 国家地震局工程力学研究所, 1992.
- [16] 汪素云, 俞言祥, 高阿甲, 等. 中国分区地震动衰减关系的确定 [J]. 中国地震, 2000, (20): 99—106.
- [17] 谢礼立, 周雍年, 胡成祥, 等. 地震动反应谱的长周期特性 [J]. 地震工程与工程振动, 1990, (2): 1—20.
- [18] 周雍年, 章文波, 于海英. 数字强震仪记录的长周期误差分析 [J]. 地震工程与工程振动, 1997, (2): 1—9.
- [19] 汪素云, 俞言祥, 吕红山. 利用中国数字地震台网宽频带记录研究长周期地震动反应谱特性 [J]. 地震学报, 1998, (5): 481—488.
- [20] 俞言祥. 长周期地震动参数衰减关系研究 [D]. 北京: 中国地震局地球物理研究所, 2004.
- [21] 石树中. 上海及邻近地区地震动参数衰减关系研究 [D]. 上海: 同济大学, 2004.
- [22] 朱镜清, 朱敏. 复阻尼地震反应谱的计算方法及其它 [J]. 地震工程与工程振动, 2000, (2): 19—23.
- [23] 朱敏, 朱镜清. 反应谱计算的三角插值解析公式法 [J]. 世界地震工程, 2001, (3): 62—64.
- [24] Nigam N C, Jennings P C. Calculation of response spectra from strong-motion earthquake records [J]. Bulletin of Seismology Society of America, 1969, (2): 909—922.
- [25] 王前信. 计算反应谱的一种简便方法 [A] // 中国科学院土木建筑研究所地震工程研究报告集

- (第一集) [C]. 北京: 地震出版社, 1962.
- [26] 李大华. 计算地震反应谱的连锁公式 [J]. 地震工程与工程振动, 1999, (2): 47—52.
- [27] 蔡长青, 沈建文. 抛物线内插反应谱计算方法 [J]. 世界地震工程, 2001, (1): 87—92.
- [28] 陈国兴, 庄海洋. 基于抛物线内插的反应谱计算公式及其精度分析 [J]. 防灾减灾工程学报, 2003, (3): 56—61.
- [29] Housner G W. Characteristics of strong motion earthquake. Bulletin of Seismology Society of America, 1947, (1).
- [30] Bolotin V V. Statistical theory of the aseismic design of structure [A]//Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering [C]. 1960, (2).
- [31] Scanlan R H, Sachs K. Earthquake time histories and response spectra [J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 1974, (4): 635—655.
- [32] 胡聿贤, 何训. 考虑相位谱的人造地震动反应谱拟合 [J]. 地震工程与工程振动, 1986, (2): 37—51.
- [33] 翟希梅, 吴知丰. 人工地震波反应谱拟合技术的改进 [J]. 哈尔滨工业大学学报, 1995, (6): 130—133.
- [34] 程伟. 地震加速度反应谱拟合的直接法研究 [J]. 工程力学, 2000, (1): 83—87.
- [35] 李建华, 李杰. 考虑反应谱变异特性的人工合成地震波 [J]. 同济大学学报, 2002, (9): 1038—1043.
- [36] Trifunac M D. A method for synthesizing realistic strong ground motion [J]. Bulletin of Seismology Society of America, 1971 (6).
- [37] Ohsaki Y. On the significance of phase content in earthquake ground motion [J]. International Journal of Earthquake Engineering and Structure Dynamics, 1979, (5): 427—439.
- [38] 廖振鹏, 魏巍. 设计地震加速度图的合成 [J]. 地震工程与工程振动, 1988, (1): 12—30.
- [39] 金星. 重大工程场地设计地震动与地震动场的研究 [D]. 哈尔滨: 国家地震局工程力学研究所, 1992.
- [40] 刘鹏程, 林皋, 金春山. 考虑地震环境的人造地震动合成方法 [J]. 地震工程与工程振动, 1992, (4): 9—15.
- [41] 杨庆山, 姜海鹏, 陈英俊. 基于相位差谱的时-频非平稳人造地震动的生成 [J]. 地震工程与工程振动, 2001, (3): 10—16.
- [42] Trifunac M D. Preliminary empirical model for scaling Fourier amplitude spectra of strong motion acceleration in terms of earthquake magnitude, source to station distance and recording site condition [J]. Bulletin of Seismology Society of America, 1976 (4): 1343—1373.
- [43] 陈国兴, 孙士军. 多维地震动输入下结构的地震反应分析 [J]. 南京建筑工程学院学报, 1999, (2): 7—14.
- [44] 陈国兴, 孙士军, 宰金珉. 多维相关地震动作用下结构反应的反应谱法 [J]. 南京建筑工程学院学报, 1999, (4): 15—23.
- [45] 孙士军, 陈国兴. 地面运动转动分量的合成方法 [J]. 地震学刊, 1998, (1): 19—24.
- [46] Nemark N M. Torsion in symmetrical buildings [A]//Proceedings of the 4th World Conference on Earthquake Engineering [C]. 1969, (A3): 19—30.
- [47] Rutenberg A, Heidebrecht A C. Response spectrum for torsion, rocking and rigid foundation [J]. International Journal of Earthquake Engineering and Structure Dynamics, 1985, (13): 543—557.

-
- [48] Trifunac M D. A note on rotational components of earthquake motions on mound surface for incident body waves [J]. Journal of Structure Dynamics and Earthquake Engineering, 1982, (1): 11—19.
- [49] Lee W V, Trifunac M D. Torsional accelerogram [J]. Journal of Structure Dynamics and Earthquake Engineering, 1985, (4): 132—139.

第4章 土的动力本构关系

4-1 土的动应力应变关系的基本特性

土的动力本构关系或动应力应变关系是了解土体在动荷载作用下土体及土-结构相互作用体系动力特性的基础,也是利用数值计算手段进行动力分析的前提条件。迄今为止,已经发展了多种土的动力本构关系。

土在动荷载作用下的变形通常包括弹性变形和塑性变形两部分。当动荷载较小时,主要表现为弹性变形,而当动荷载增大时,塑性变形逐渐产生和发展。因此,当土体在小应变幅情况下工作时,土将呈现出近似弹性体的特征。这种小应变的动应力应变关系控制了波在土中的传播速度;但是,当动应变增大时,动荷载会引起土的结构的变化,从而引起土的永久变形和强度的损失,使土的动力特性明显不同于小应变幅的情况。因此,对于饱和砂土和粉土,除了需要研究土的强度和变形外,还应考虑因土的结构破坏而引起的孔隙水压力迅速增长并导致土的强度突然损失或急剧降低的现象,即砂土震动液化。所以,对于动荷载作用下土的性能研究,必须区别小应变幅和大应变幅两种情况。对于小应变幅的情况(轴向应变或剪应变小于 1×10^{-4}),一般只要研究动剪切模量和阻尼比的变化规律,为动力分析提供土的动力参数;但在大应变幅情况下,除了需研究动剪切模量和阻尼比的变化规律外,还必须研究土的动强度和变形问题,且土的动强度和变形问题显得更为重要。由于土具有明显的各向异性(土结构的各向异性、应力历史的各向异性),加上土中水的影响,使土的动应力应变关系极为复杂。

土在动荷载作用下不仅具有弹塑性的特点,而且还有黏性的特点,可将土视为具有弹性、塑性和黏滞性的黏弹塑性体。土在往返荷载作用下的应力应变关系具有明显的非线性和滞后性的特点。描述土的动应力应变关系,必须对土的非线性、滞后性、变形积累性三方面的特性均有较深入的了解^[1]。

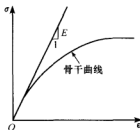


图 4-1 土的动应力应变骨干曲线

1. 非线性

土的非线性可以从土的动应力应变骨干曲线的实测资料反映出来,如图 4-1 所示。骨干曲线是受同一固结应力的土在不同动应力($\sigma_d = \sigma_a \sin \omega t$)作用下每一周应力应变关系曲线滞回圈顶点的连线,或者说骨干曲线表示了每一周往返应力作用下土的最大剪应力与最大剪应变之间的关系。骨干曲线的非线性反映了土的等效动变模量的非线性。

2. 滞后性

土的动应力应变关系中的滞回圈表示了某一周往返应力循环内各时刻的动应力与动应变之间的关系,反映了应变对应力的滞后性,表现土的黏性特性。从图 4-2 可以看出,由于阻尼的影响,动应力与动应变的最大值并不是同步出现的,动变形滞后于动应力。

3. 变形积累性

由于土体在受荷过程中会产生不可恢复的塑性变形,这一部分变形在往返荷载作用下会逐渐积累。从图 4-3 可见,即使荷载大小不变,随着荷载作用往返次数的增加,变形愈来愈大,滞回圈中心不断朝一个方向移动。滞回圈中心的变化反映了土对往返荷载作用的积累效应,它产生于土的塑性即荷载作用下土的不可恢复的结构破坏。变形的积累效应也包含了动应力应变的影响。

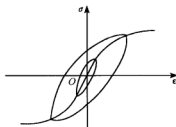


图 4-2 土的动应力应变滞回曲线

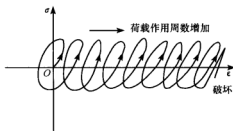


图 4-3 变形的积累效应

同时,土的动应力应变关系并不是简单的表现为这三个特性的组合。土的各种特性之间有着特定的依赖关系。就简单问题而言,可以将这三者分别加以考虑得到土的本构关系,它可以在一定范围内取得足够精确的结果。对于复杂问题而言,必须将这三者联合考虑,才能得到满意的解答。

土的动力本构模型必须能够反映动应力应变的非线性和滞后性特征。目前采用的模型有两大类。一类是依据弹性元件、黏性元件和塑性元件的组合串联或并联而成的物理模型理论。这类模型可以模拟单轴循环加载下土的非线性和滞后性,其基本方法是由初始骨干加载曲线借助于一种简单的数学方法来确定卸载和再加载曲线的位置和形状,不区分可恢复变形与不可恢复变形。因而,这类模型隐含了土的卸载、再加载及反向加载曲线与应力路径无关,这显然与大量的室内土动力试验观察到的现象不符。但由于这类模型比较简单,概念明确,因而在科学研究和工程实践中得到广泛的应用。另一类是基于各向异性运动硬化的塑性模型,其基本方法是在保留经典各向同性硬化模型某些方便的同时,放弃单屈服面描述的概念,代之以各向同性硬化和运动硬化组合的多屈服面模型。这些模型在近年逐渐得到发展和应用。

当动应力 σ_d 为正弦周期荷载时,黏弹性土体的滞回曲线应为一斜椭圆曲线。然而,由于土骨架很弱,在动应力作用下会发生塑性变形。因此,滞回曲线所围成的面积包括黏性和塑性能量损耗两部分。在本质上,黏性能量损耗是与变形速度有关的,而塑性能

量损耗是与塑性变形有关的。因此，土的阻尼也是有两部分组成的，一部分是黏性阻尼，另一部分是塑性历程阻尼。由于土存在塑性，其滞回曲线实际上并不是标准的斜椭圆曲线。在地震动作用下，土通常处于弹塑性变形阶段。因此，用弹塑性模型描述地震时土的应力应变关系更为合适。

4-2 土的动应力应变关系的力学模型

从土受力后的表现可以抽象出以下三个基本的力学元件，即弹性元件、黏性元件和塑性元件，并且可用这三个元件的组合来近似地描述土的力学性能^[2]。如果在上述每种力学元件上作用往返动应力 σ_d ：

$$\sigma_d = \sigma_a \sin \omega t \quad (4-1)$$

式中： σ_a ——往返动应力幅值；

ω ——圆频率；

t ——时间。

显然，对于弹性元件，动应力 σ_d 与动应变 ϵ_d 之间的关系为过原点的一条斜直线 [见图 4-4 中 (a)]，直线的斜率取决于弹性元件的弹性模量 E ，亦即意味着应力与应变之间没有相位差，应力与应变同时达到最大值。由变形能原理可知，在一周往返应力作用下，耗损的能量 ΔW 按下式计算：

$$\Delta W = \oint \sigma_d d\epsilon_d \quad (4-2)$$

它等于应力应变曲线所围成的面积。由于动应力应变关系为线性关系，动应力应变曲线

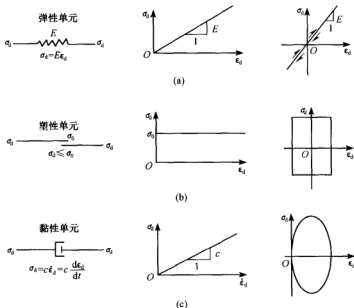


图 4-4 三种基本力学元件的性质

围成的面积等于零, 因此, 在一周往返应力作用下弹性元件所耗损的能量 $\Delta W = 0$ 。

对于塑性元件, 动应力应变关系为一个矩形 [见图 4-4 中 (b)]。因为 $|\sigma_d| \leq \sigma_0$ 时, 动应变 $\epsilon_d = 0$, 而当 $|\sigma_d| = \sigma_0$ 时 ϵ_d 不定。当往返应力反向时, 动应变 ϵ_d 保持不变。显然, 应力应变曲线所围成的面积等于 $4\sigma_0\epsilon_d$, 因此, 在一周往返应力作用下塑性元件所耗损的能量 $\Delta W = 4\sigma_0\epsilon_d$ 。

对于黏性元件 [见图 4-4 中 (c)], 有

$$\sigma_d = c\dot{\epsilon}_d = c \frac{d\epsilon_d}{dt} \quad (4-3)$$

由于 $t=0$ 时 $\epsilon_d=0$, 因此

$$\epsilon_d = \frac{1}{c} \int \sigma_d dt = \epsilon_a (1 - \cos \omega t) \quad (4-4)$$

式中:

$$\epsilon_a = \frac{\sigma_a}{c\omega} \quad (4-5)$$

式中: c ——黏性系数;

ϵ_a ——动应变的幅值。

因此, 黏性元件的动应力应变关系满足:

$$\left(\frac{\sigma_d}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\epsilon_d - \epsilon_a}{\epsilon_a}\right)^2 = 1 \quad (4-6)$$

可见, 动应力应变关系为一椭圆方程, 中心点坐标为 $(\epsilon_a, 0)$, 此椭圆面积为 $\pi\sigma_a\epsilon_a = \frac{\pi\sigma_a^2}{c\omega}$ 。因此, 在一周往返应力作用下黏性元件所耗损的能量为

$$\Delta W = \frac{\pi\sigma_a^2}{c\omega} \quad (4-7)$$

下面讨论由这三个基本力学元件组合而成的几种常用的土的力学模型。最简单的模型是将土视为理想弹塑性体, 此时, 可由弹性元件和塑性元件串联而成, 如图 4-5

(a) 所示。它的动应力应变关系为一个平行四边形。因为当 $|\sigma_d| \leq \sigma_0$ 时动应变 $\epsilon_d = \frac{\sigma_d}{E}$; 而当 $|\sigma_d| = \sigma_0$ 时 ϵ_d 不定, 直至往返应力 σ_d 反向时, 再沿弹性关系变化。

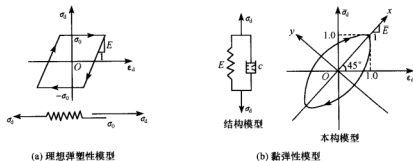


图 4-5 土的力学模型

最常见的是将土体视为黏弹性体,可由弹性元件和黏性元件并联而成,如图 4-5 (b) 所示。如果任一变形方式(轴向、剪切、扭转)的动应力和动应变均用 σ_d 和 ϵ_d 表示,以 σ_{ed} 和 σ_{cd} 分别表示弹性元件和黏性元件所分担的动弹性应力和动黏性应力,则有

$$\sigma_d = \sigma_{ed} + \sigma_{cd} = E\epsilon_d + c\dot{\epsilon}_d = E\epsilon_d + c\frac{d\epsilon_d}{dt} \quad (4-8)$$

假如黏弹性体受到的动应力 σ_d 为式 (4-1) 所表示的正弦周期荷载,则微分方程式 (4-8) 的通解为

$$\epsilon_d = \epsilon_a \sin(\omega t - \delta) \quad (4-9)$$

式中:

$$\epsilon_a = \frac{\sigma_a}{\sqrt{E^2 + (c\omega)^2}} \quad (4-10a)$$

$$\delta = \arctan \frac{c\omega}{E} \quad (4-10b)$$

式中: ϵ_a ——动应变幅值;

δ ——相位角,表示动应变反应滞后于所施加的动应力。

如果黏弹性体受到的动应力为余弦周期荷载:

$$\sigma_d = \sigma_a \cos \omega t \quad (4-11)$$

则其动应变反应的通解为

$$\epsilon_d = \epsilon_a \cos(\omega t - \delta) \quad (4-12)$$

因此,如果黏弹性体受到复数形式的动应力时

$$\sigma_d = \sigma_a e^{i\omega t} \quad (4-13)$$

则其动应变反应可表示为

$$\epsilon_d = \epsilon_a e^{i(\omega t - \delta)} \quad (4-14)$$

式中: i ——虚数符号, $i = \sqrt{-1}$ 。

式 (4-13) 和式 (4-14) 表明,动应变反应的实部和虚部仅与施加的动应力的实部和虚部有关。显然这个动应力应变也可表示为

$$\frac{\sigma_d}{\epsilon_d} = \frac{\sigma_a}{\epsilon_a} e^{i\varphi} = \frac{\sigma_a}{\epsilon_a} (\cos\delta + i\sin\delta) \quad (4-15)$$

令

$$E = \frac{\sigma_a}{\epsilon_a} \cos\delta \quad (4-16a)$$

$$E' = \frac{\sigma_a}{\epsilon_a} \sin\delta \quad (4-16b)$$

$$E^* = E + iE' \quad (4-16c)$$

这样,式 (4-15) 可改写为

$$\frac{\sigma_d}{\epsilon_d} = E + iE' = E^* \quad (4-17)$$

式中: E 、 E' 、 E^* ——动弹性模量、耗损模量和复模量。

因此,动弹性模量是一个表示弹性或瞬态反应的参数,耗损模量表示黏弹性体的能

量损耗特性。式(4-16)可以改写为

$$\frac{\sigma_a}{\epsilon_a} = \sqrt{E^2 + E'^2} = |E^*| \quad (4-18a)$$

$$\tan \delta = \frac{E'}{E} = \eta \quad (4-18b)$$

其中: η 称为损耗系数, 是一个表示能量损耗或阻尼特性的参数; 式(4-18a)中复模量的绝对值 $|E^*|$ 表征材料的动弹性模量。显然, 当上述的动应力、动应变为动剪应力、动剪应变时, 复模量的绝对值 $|E^*|$ 表征材料的动剪切模量。

由上述可知, 材料参数 E 、 E' 不一定是实数, 可以是圆频率 ω 的函数。因此, 式(4-16)表示的定义是一般表达形式, 通常可表示为频率的函数, 一旦 E 、 E' 的函数形式被确定, 材料的黏弹性特性也就确定了。

在式(4-1)和式(4-9)中消去参数 ωt , 可以得到如下关系:

$$\left(\frac{\sigma_d}{\epsilon_a}\right)^2 - 2\cos\delta \frac{\epsilon_d}{\epsilon_a} \frac{\sigma_d}{\sigma_a} + \left(\frac{\epsilon_d}{\epsilon_a}\right)^2 - \sin^2\delta = 0 \quad (4-19)$$

将式(4-16)的参数 E 、 E' 代入, 式(4-19)可改写为

$$\sigma_d = E\epsilon_d \pm E' \sqrt{\epsilon_a^2 - \epsilon_d^2} \quad (4-20)$$

将式(4-20)左边分解为两部分, 可得到如下关系式:

$$\sigma_d = \sigma_{d1} + \sigma_{d2} \quad (4-21a)$$

$$\sigma_{d1} = E\epsilon_d \quad (4-21b)$$

$$\left(\frac{\sigma_{d2}}{E'\epsilon_a}\right)^2 + \left(\frac{\epsilon_d}{\epsilon_a}\right)^2 = 1 \quad (4-21c)$$

式(4-21b)表示的关系式在直角坐标系的动应力-动应变关系图上是一条斜率为 E 的直线, 式(4-21c)表示的关系式则是半长轴为 $E'\epsilon_a$ 、半短轴为 ϵ_a 的椭圆, 如图4-6(a)所示。关系式(4-21a)表示图4-6的纵坐标 σ_{d1} 、 σ_{d2} 之和为实际的动应力 σ_d , 由于这两部分动应力有共同的横坐标 ϵ_d , 因此, 两者迭加的结果是一个斜椭圆, 如图4-6(b)所示。图4-6表明, 对于给定的往返动应变, 将产生两部分动应力: 一部分与动应变变成线性关系, 沿着图4-6(a)的直线往返变化; 另一部分与动应变变成椭圆关系, 沿

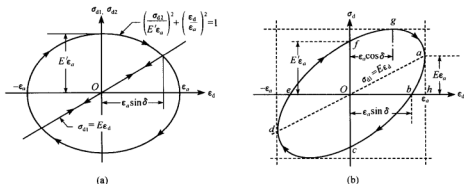


图4-6 黏弹性模型弹性和黏性分量的分解

着图 4-6 (a) 的椭圆顺时针变化。这样, 由两部分动应力组成的动应力在往返加载过程中沿着图 4-6 (b) 的斜椭圆顺时针变化, 并形成一滞回圈。

图 4-6 (b) 可以看出, 斜椭圆与纵坐标交点为动应力轨迹点 $E'\epsilon_a$, 这表明 E' 值的大小反映了斜椭圆形状的扁平程度。 E' 值越大, 斜椭圆越圆, 在往返加载过程中能量耗损或阻尼越大; E' 值越小, 斜椭圆越扁, 在往返加载过程中能量耗损或阻尼越小。

为了定量表示阻尼特性, 通常采用往返加载一周的能量耗损大小来表示。每周能量耗损的大小等于滞回圈的面积。由于图 4-6 (b) 斜椭圆的面积 ΔW 等于图 4-6 (a) 正椭圆的面积, 因此, 往返加载一周的滞回圈面积 ΔW 为

$$\Delta W = \oint \sigma_d d\epsilon_d = E' \pi \epsilon_a^2 \quad (4-22)$$

黏弹性体单位体积储存的弹性能 W 可以有多种定义方法, 但最合理的方法是取动应力的弹性分量 σ_{dl} 储存的能量。因此, 利用式 (4-21b) 中的关系 $\sigma_{dl} = E\epsilon_d$, 弹性能 W 可表示为

$$W = \frac{1}{2} \sigma_{dl} \epsilon_a = \frac{1}{2} E \epsilon_a^2 \quad (4-23)$$

能量耗损 ΔW 可以作为阻尼特性的一种度量, 但鉴于能量耗损是动应变幅值 ϵ_a 的函数, 因此, 能量耗损并不是一个表征材料性能合适的定量指标。为此, 通常采用每周的能量耗损与储存的最大弹性能之比作为度量材料阻尼特性的定量指标:

$$\frac{\Delta W}{W} = \frac{E' \pi \epsilon_a^2}{\frac{1}{2} E \epsilon_a^2} = 2\pi \frac{E'}{E} \quad (4-24)$$

结合耗损系数 η 的定义, 式 (4-24) 可以改写为

$$\eta = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W} = \frac{E'}{E} = \tan \delta \quad (4-25)$$

这一关系式清晰地阐明了以滞回圈表示的能量耗损与以相位角表示的阻尼之间的关系。式 (4-25) 还可以改写为如下形式:

$$\eta = \frac{E' \epsilon_a}{E \epsilon_a} \quad (4-26)$$

这表明, 耗损系数 η 等于图 4-6 (b) 中 Of 与 ah 的长度之比。因此, 根据滞回圈确定耗损系数 η 最简单的方法是从试验得到的动应力应变曲线上读取 Of 与 ah 的值, 然后取其比值:

$$\eta = \frac{\text{零应变时的动应力}}{\text{动应变最大时的动应力}} \quad (4-27)$$

这可能是确定耗损系数 η 最方便的方法, 即使对于线性黏弹性不再适用的非线性黏弹性情况也适用。这一方法的含义如图 4-7 所示, 图中也给出了能量耗损 ΔW 和弹性能 W 的定义。

此外, 也可由弹性元件和黏性元件串联而成黏弹性体; 通过弹性元件、黏性元件和塑性元件的多

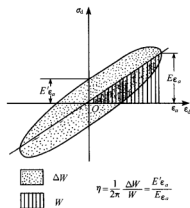


图 4-7 耗损系数 η 的定义

次串、并联，形成更为复杂的力学模型，这里不再一一介绍。

4-3 土的动黏弹塑性模型

4-3-1 双曲线模型

一般地，用 Kondor (1963)^[3]、Hardin 和 Drnevich (1972)^[4] 所给出的双曲线来描述土的动应力应变关系的骨干曲线，如图 4-8 所示，即

$$\tau = f(\gamma) = \frac{\gamma}{a + b\gamma} \quad (4-28)$$

式中： a 、 b ——土的试验参数。

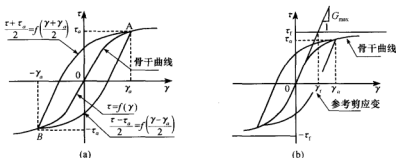


图 4-8 骨干关系和滞回圈构造方法示意图

显然， $\frac{1}{a}$ 是骨干曲线在原点的斜率，记 $G_{max} = \frac{1}{a}$ ； $\frac{1}{b}$ 是骨干曲线的水平渐近线在纵轴上的截距，记为 $\tau_f = \frac{1}{b}$ 。定义

$$\gamma_r = \frac{a}{b} = \frac{\tau_f}{G_{max}} \quad (4-29)$$

式中： γ_r ——参考剪应变，其含义见图 4-8。

此时，式 (4-28) 可用式 (4-30) 表示：

$$\tau = \frac{G_{max} \gamma}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (4-30)$$

假定在 A 点 (τ_0, γ_0) 发生反向加载，卸荷时的应力应变关系分支曲线可用式 (4-31) 表示：

$$\frac{\tau - \tau_0}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_0}{2}\right) \quad (4-31)$$

则根据双曲线骨干曲线表达式可以得到

$$\tau = \tau_0 + \frac{G_{max}(\gamma - \gamma_0)}{1 - \frac{\gamma - \gamma_0}{2\gamma_r}} \quad (4-32)$$

假定在 B 点 $(-\tau_0, -\gamma_0)$ 再次发生反向加载，则再加荷时的应力应变关系分支曲

线可用式 (4-33) 表示:

$$\frac{\tau + \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma + \gamma_a}{2}\right) \quad (4-33)$$

则根据双曲线骨干曲线表达式可以得到

$$\tau = -\tau_a + \frac{G_{\max}(\gamma + \gamma_a)}{1 + \frac{\gamma + \gamma_a}{2\gamma_r}} \quad (4-34)$$

应指出, 如果卸荷、再加荷的开始点不是与骨干曲线的交点, 在这种情况下, 式 (4-32) 和式 (4-34) 仍然成立, 只需将式中的 (τ_a, γ_a) 用实际开始点的应力、应变值代替即可。

通常, 通过上述骨干曲线坐标原点平移、旋转 180° 、放大 2 倍来构造卸荷-再加荷应力应变关系分支曲线的方法称为 Masing 法则。这些规定是针对等幅往返周期荷载而言的, 实际的地震动所引起的往返应力并非等幅的, 构造不规则的地震往返应力作用下卸荷、再加荷应力应变关系分支曲线的方法要复杂得多。其中一个问题是, 如果在点 (τ_a, γ_a) 卸荷后并没有达到点 $(-\tau_a, -\gamma_a)$ 就重新加荷, 应力应变点应当遵循什么规则前进呢? Finn 和 Lee 等 (1977)^[5] 从土的不规则往返应力试验中总结出一条新的规则——“外大圈”规则: 如果应力应变点从 (τ_a, γ_a) 卸荷后再加荷, 应力应变点没有达到 $(-\tau_a, -\gamma_a)$, 这时, 该再加荷曲线与从 $(-\tau_a, -\gamma_a)$ 出发的再加荷曲线具有相同的形式; 如果这一再加荷曲线与初始骨干曲线相交, 则应力应变点沿骨干曲线前进, 称这为“上骨干曲线”准则。如果这一再加荷曲线与从 $(-\tau_a, -\gamma_a)$ 出发的再加荷曲线相遇, 则应力应变点沿从 $(-\tau_a, -\gamma_a)$ 发生的再加荷曲线前进, 称这为“上大圈准则”。

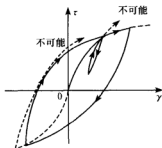


图 4-9 上大圈准则示意图

称为“外大圈”准则。

Pyke (1979)^[6] 采用了另外一条途径来构造非等幅往返应力作用下的后继应力应变的关系式。以 $n\gamma_r$ 代替 $2\gamma_r$, 改写式 (4-32) 和式 (4-34) 得

$$\tau = \tau_a + \frac{G_{\max}(\gamma - \gamma_a)}{1 - \frac{\gamma - \gamma_a}{n\gamma_r}} \quad (4-35)$$

$$\tau = -\tau_a + \frac{G_{\max}(\gamma + \gamma_a)}{1 + \frac{\gamma + \gamma_a}{n\gamma_r}} \quad (4-36)$$

式中: n ——待定参数。

由于在 A 点 (τ_a, γ_a) 转向后滞回曲线是下降的, 为达到与 Masing 法则相同的目的, $\gamma \rightarrow -\infty$ 时 $\tau \rightarrow -G_{\max}\gamma_r$; 在 B 点 $(-\tau_a, -\gamma_a)$ 转向后滞回曲线是上升的, 为达到与 Masing 法则相同的目的, $\gamma \rightarrow \infty$ 时 $\tau \rightarrow G_{\max}\gamma_r$ 。将该条件代入式 (4-35) 和式 (4-36), 得

$$-G_{\max}\gamma_r = \tau_a - nG_{\max}\gamma_r$$

或

$$G_{\max}\gamma_r = -\tau_a + nG_{\max}\gamma_r$$

因此,有

$$n = 1 + \frac{\tau_a}{G_{\max}\gamma_r} \quad (4-37)$$

Matasovic 和 Vucetic 等 (1993)^[7]根据饱和砂土往返荷载试验结果,提出土的初始滞回圈和任意后续滞回圈之间的关系可用图 4-10 来表示。假设从第 2 周起的后续滞回圈用衰退骨干曲线和 Masing 法则来描述,则土的往返衰退特性可以对初始骨干曲线的纵坐标加以折减得到后续骨干曲线的纵坐标的方式来表达。初始骨干曲线表示为

$$\tau = \frac{G_{\max}\gamma}{1 + \psi\left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^s} \quad (4-38)$$

式中: ψ 、 s ——土的试验参数,对一般砂土,可取 $\psi=1.0\sim 2.0$, $s=0.65\sim 1.0$ 。

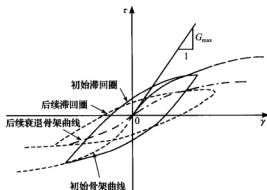


图 4-10 初始循环和后续循环的应力应变关系

对无黏性或少黏性的可液化土,其骨干曲线的衰退可以认为是由于振动孔隙水压力的发展所引起的。因此,骨干曲线的衰退特性可根据振动孔隙水压力的大小对 G_{\max} 、 $\tau_{ult}(=G_{\max}\gamma_r)$ 的折减来描述,即衰退后的 G_{\max}^* 、 τ_{ult}^* 取为

$$G_{\max}^* = G_{\max}(1 - u^*)^n \quad (4-39)$$

$$\tau_{ult}^* = \tau_{ult}[1 - (u^*)^\mu] \quad (4-40)$$

式中: u^* ——振动孔压比;

n 、 μ ——土的试验参数,对一般砂土, $n \approx 0.5$, $\mu = 3.0\sim 5.0$ 。

此时,土的动态参考剪应变 γ_r^* 可表示为

$$\gamma_r^* = \frac{\tau_{ult}^*}{G_{\max}^*} = \frac{\tau_{ult}[1 - (u^*)^\mu]}{G_{\max}(1 - u^*)^n} = \gamma_r \frac{1 - (u^*)^\mu}{(1 - u^*)^n} \quad (4-41)$$

则后续衰退骨干曲线可表示为

$$\tau = \frac{G_{\max}^*\gamma}{1 + \psi\left(\frac{\gamma}{\gamma_r^*}\right)^s} \quad (4-42)$$

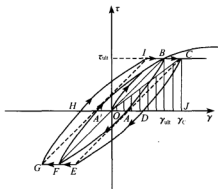


图 4-11 修正 Davidenkov 模型描述的土的应力应变滞回曲线

4-3-2 修正的 Martin-Seed-Davidenkov 模型

陈国兴和庄海洋 (2005)^[8] 基于 Martin 和 Seed (1982)^[9] 提出的土体动应力应变关系 Davidenkov 骨架曲线, 采用破坏剪应变幅上限值作为分界点, 对 Davidenkov 骨架曲线进行了修正, 即当剪应力值大于破坏剪应力值时, 土体产生破坏; 根据 Masing 法则构造了修正后 Davidenkov 骨架曲线的土体加卸载对应的应力应变关系滞回圈曲线, 如图 4-11 所示。

Martin 和 Seed (1982)^[9] 提出的 Davidenkov 骨架曲线可表示为

$$\tau(\gamma) = G\gamma = G_{\max}\gamma[1 - H(\gamma)] \quad (4-43)$$

式中:

$$H(\gamma) = \left[\frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_0}\right)^{2B}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_0}\right)^{2B}} \right]^A \quad (4-44)$$

式中: A 、 B 、 γ_0 ——与土性有关的拟合参数。

实际土体的动应力应变关系曲线应有: 当 $\gamma \rightarrow \infty$, $\tau(\gamma) \rightarrow \tau_{ult}$ (剪应力上限值), 而式 (4-43)、式 (4-44) 描述的骨架曲线, 则当 $\gamma \rightarrow \infty$, $\tau(\gamma) \rightarrow \infty$, 这与土体动应力应变关系曲线的基本特征不相符。各类土都应存在某一剪应变上限值 γ_{ult} , 当土体的剪应变幅值 γ 超过该上限值 γ_{ult} 时, 土体将处于破坏状态; 当剪应变幅值 γ 进一步增加时, 土体内的剪应力不再增加, 甚至有减小的趋势。因此, 陈国兴和庄海洋 (2005)^[8] 采用分段函数法描述土体的骨架曲线, 将 Davidenkov 模型的骨架曲线修正为

$$\tau(\gamma) = \begin{cases} G_{\max}\gamma[1 - H(\gamma)] & \gamma \leq \gamma_{ult} \\ \tau_{ult} & \gamma > \gamma_{ult} \end{cases} \quad (4-45)$$

$$\tau_{ult} = G_{\max}\gamma_{ult}[1 - H(\gamma_{ult})] \quad (4-46)$$

根据 Masing 法则, 基于 Davidenkov 骨架曲线的土体动应力应变关系滞回曲线为

$$\tau = \begin{cases} \tau_c + G_{\max}(\gamma - \gamma_c)[1 - H(\frac{\gamma - \gamma_c}{2})] & |\tau| \leq \tau_{ult} \\ \pm \tau_{ult} & |\tau| > \tau_{ult} \end{cases} \quad (4-47)$$

式中: τ_c 、 γ_c ——应力应变滞回曲线卸载、再加载转折点对应的剪应力和剪应变幅值。

4-4 土的等效线性动黏弹性模型

土的等效线性动黏弹性模型就是将土视为黏弹性体, 采用等效剪切模量 G 和等效阻尼比 λ 来反映土的动应力应变关系的非线性与滞后性, 并将等效剪切模量与阻尼比表示为动应变幅的函数^[2,10]。这种模型具有概念明确、应用方便的优点; 但是, 不能反映土的变

形积累。

土的非线性变形特性用割线模量来描述, 如图 4-12 所示, 割线剪切模量 G 定义为

$$G = \frac{\tau_a}{\gamma_a} = \frac{f(\gamma_a)}{\gamma_a} \quad (4-48)$$

式中: τ_a 、 γ_a ——往返应力作用下土的应力和应变幅值。

阻尼比 λ 定义为

$$\lambda = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (4-49)$$

式中: W ——弹性应变能, 其大小等于图 4-12 中的阴影三角形面积:

$$W = \frac{1}{2} \gamma_a f(\gamma_a) = \frac{1}{2} \gamma_a \tau_a \quad (4-50)$$

ΔW ——一个应力循环中的能量损耗, 其大小等于图 4-12 中的滞回圈面积。

与式 (4-25) 比较可知:

$$\lambda = \frac{1}{2} \eta \quad (4-51)$$

即土的阻尼比 λ 等于耗损系数 η 的一半。

由于图 4-12 中半月弧形截面 ABE 与 AOC 具有相同的形状, 因此, 半月弧形截面 ABE 的面积应是半月弧形截面 AOC 的面积的四倍。

因而, 在剪应变幅值为 γ_a 的一个应力循环中的能量损耗 ΔW 为

$$\Delta W = 8 \left(\int_0^{\gamma_a} f(\gamma) d\gamma - W \right) \quad (4-52)$$

当动三轴试验的应力-应变滞回圈采用往返轴向应力幅值 σ_{ad} 和轴向应变幅值 ϵ_a 来绘制时, 此时, 连接滞回圈顶点的割线斜率定义为弹性模量 E :

$$E = \frac{\sigma_{ad}}{\epsilon_a} \quad (4-53)$$

由于

$$\gamma_a = (1 + \nu) \epsilon_a \quad (4-54a)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (4-54b)$$

式中: ν ——土的泊松比, 对饱和、不排水土样, 取 $\nu=0.5$ 。

因此, 利用上述关系, 动三轴试验给出的 $E-\epsilon_a$ 曲线也可以方便地转换为 $G-\gamma_a$ 曲线。

将式 (4-50) 和式 (4-52) 代入式 (4-49) 可得到

$$\lambda = \frac{2}{\pi} \left[\frac{2 \int_0^{\gamma_a} f(\gamma) d\gamma}{\gamma_a f(\gamma_a)} - 1 \right] \quad (4-55)$$

对于 Hardin 双曲线模型, 将式 (4-30) 代入式 (4-48) 和式 (4-55), 可得

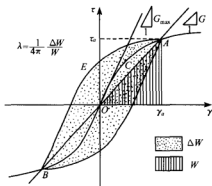


图 4-12 等效线性黏弹性模型中割线剪切模量和阻尼比的定义

$$G = \frac{G_{\max}}{1 + \frac{\gamma_s}{\gamma_r}} \quad (4-56)$$

$$\lambda = \frac{4}{\pi} \left[1 + \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_r} \right)^{-1} \right] \left[1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\gamma_s}{\gamma_r} \right)}{\frac{\gamma_s}{\gamma_r}} \right] - \frac{2}{\pi} \quad (4-57)$$

将式 (4-56) 代入式 (4-57), 则式 (4-57) 可改写为

$$\lambda = \frac{4}{\pi} \frac{1}{1 - \frac{G}{G_{\max}}} \left[1 - \frac{\frac{G}{G_{\max}}}{1 - \frac{G}{G_{\max}}} \ln \frac{G_{\max}}{G} \right] - \frac{2}{\pi} \quad (4-58)$$

图 4-13 给出了式 (4-58) 计算的 λ 与 $\frac{G}{G_{\max}}$ 的关系曲线, 同时给出了试验资料的近似范围。可以看出, 在小应变范围内, 该模型计算的阻尼比 λ 值与试验值是吻合的; 但随着剪应变的增大, 该模型将过高地估计阻尼比 λ 值。

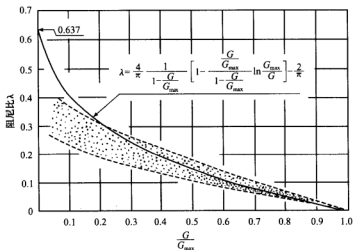


图 4-13 Hardin 模型中阻尼比和剪切模量比的关系

双曲线模型虽然简单, 但拟合动剪切模量比 $\frac{G}{G_{\max}}$ 的试验结果时仅有一个参数 γ_r 可调, 不论砂土还是黏性土, 有时拟合效果都较差。因此, Martin 和 Seed (1982)^[9] 为了更好地适用于各类土, 且应用方便、简单, 采用 Davidenkov 模型描述土的剪应力与剪应变的关系, 则由式 (4-43)、式 (4-44) 可得动剪切模量比 $\frac{G}{G_{\max}}$ 的表达式如下:

$$\frac{G}{G_{\max}} = 1 - \left[\frac{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_0} \right)^{2B}}{1 + \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_0} \right)^{2B}} \right]^A \quad (4-59)$$

式中: γ_0 、 A 和 B ——土性试验参数。

对于阻尼比 λ , 由于 Hardin 双曲线模型对试验结果的拟合均不理想。为此, 工程上通常采用如下的经验公式:

$$\lambda = \lambda_0 \left(1 - \frac{G}{G_{\max}} \right)^{\beta} \quad (4-60)$$

式中: λ_0 ——土的最大阻尼比;

β ——阻尼比曲线的形状系数, 与土的性质有关的拟合参数。

陈国兴和刘雪珠 (2005)^[11]通过大量新近沉积土的试验研究, 发现式 (4-60) 对新近沉积土阻尼比试验结果的拟合不理想, 建议采用如下的经验公式:

$$\lambda = \lambda_{\min} + \lambda_0 \left(1 - \frac{G}{G_{\max}} \right)^{\beta} \quad (4-61)$$

式中: λ_{\min} ——土的基本阻尼比, 与土的性质、固结状态等因素有关;

λ_0 、 β ——阻尼比曲线的形状系数, 与土的性质有关的拟合参数。

对于修正的 Martin-Seed-Davidenkov 模型, 在剪应变幅值为 γ_a 的一个应力循环中的能量损耗 ΔW 为

$$\Delta W = 8 \left(\int_0^{\gamma_{\text{ult}}} \tau(\gamma) d\gamma - \frac{1}{2} \tau(\gamma_{\text{ult}}) \gamma_{\text{ult}} \right) + 8 \times \frac{1}{2} \tau(\gamma_{\text{ult}}) (\gamma_a - \gamma_{\text{ult}}) \quad (4-62)$$

假想的弹性应变能为图 4-11 中三角形 OCJ 的面积, 可按式 (4-63) 计算:

$$W = \frac{1}{2} \tau(\gamma_{\text{ult}}) \gamma_a \quad (4-63)$$

因此, 将式 (4-62) 和式 (4-63) 代入式 (4-49), 可得阻尼比 λ 的表达式:

$$\lambda = \begin{cases} \frac{2}{\pi} \left\{ \frac{\gamma_a^2 - 2 \int_0^{\gamma_a} \gamma H(\gamma) d\gamma}{\gamma_a^2 [1 - H(\gamma_a)]} - 1 \right\} & \gamma_a \leq \gamma_{\text{ult}} \\ \frac{2}{\pi} \frac{2 \int_0^{\gamma_{\text{ult}}} \gamma [1 - H(\gamma)] d\gamma + \gamma_{\text{ult}} [1 - H(\gamma_{\text{ult}})] (\gamma_a - 2\gamma_{\text{ult}})}{\gamma_{\text{ult}} [1 - H(\gamma_{\text{ult}})] \gamma_a} & \gamma_a > \gamma_{\text{ult}} \end{cases} \quad (4-64)$$

工程上, 采用 Hardin 双曲线模型拟合各类土的 $\frac{G}{G_{\max}} - \gamma_a$ 和 $\lambda - \gamma_a$ 曲线的试验结果时,

其参数的常规估计方法通常仅考虑对 $\frac{G}{G_{\max}} - \gamma_a$ 曲线试验结果的拟合, 并再用式 (4-60)

或式 (4-61) 对 $\lambda - \gamma_a$ 曲线的试验结果进行拟合。试验测定土的 $\frac{G}{G_{\max}} - \gamma_a$ 和 $\lambda - \gamma_a$ 曲线时,

不论是动三轴试验或共 (自) 振柱试验, 基本上均是在均等固结条件下进行试验的, 对于共 (自) 振柱试验, 剪应变水平一般不超过 3×10^{-4} , 对于动三轴试验, 剪应变水平一般不超过 2%。在现场条件下, 土体一般是处于非均等固结状态, 与非均等固结条件下的试验结果相比, 采用均等固结条件进行试验的结果是使中大应变范围内土的 $\frac{G}{G_{\max}} - \gamma_a$ 值偏小, 而 $\lambda - \gamma_a$ 值偏大 (孙静, 2004)^[12]。

采用式 (4-59) 和式 (4-64) 拟合土的 $\frac{G}{G_{\max}} - \gamma_a$ 和 $\lambda - \gamma_a$ 曲线的试验结果时, 可以综

合考虑土的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_s$ 和 $\lambda-\gamma_s$ 试验曲线, 使拟合结果更加合理, 尤其是阻尼比 $\lambda-\gamma_s$ 试验曲线的拟合结果^[8]。

4-5 土的动弹塑性模型

弹塑性模型的关键是根据塑性变形发展过程中屈服面变化的硬化规律定量地建立塑性硬化模量场, 以计算塑性应变。因此, 模型的建立应该解决硬化规律、屈服面形状、模量场计算和模型参数的试验确定问题。土的动弹塑性模型主要有多屈服面模型和边界面模型。多屈服面弹塑性模型由 Iwan (1967) 和 Mroz (1967) 首先提出、并由 Prevost (1977)^[13] 和 Mroz (1979, 1984)^[14,15] 用于土体, 采用了非等向硬化规律, 它把各向同性硬化和运动硬化结合起来, 如 Matsuoka (1974)^[16] 提出的多机构概念的塑性模型、Prevost (1977)^[13] 提出的硬化模量场模型、Carter 和 Booker 等 (1982)^[17] 基于修正的剑桥模型建立的只在边界面上产生塑性应变的动弹塑性模型。Prevost (1977) 提出的硬化模量场由边界固结面、起始屈服面及一系列套叠屈服面组成, 它们随应力应变的变化发生相应的移动和胀缩。对于任何应力应变状态, 这些屈服面相对排列的图形, 代表了应力空间中的硬化模量场, 随着被应力点所推移的环数的增多, 塑性模量逐渐降低。这些多屈服面理论都不同程度地存在着参数测定困难且理论描述复杂等缺点, 以致一直在工程中未能获得广泛的应用。

边界面模型是多屈服面模型的进一步发展, 它改用一个不动的边界面和一个可移动的内屈服面, 塑性模量随应力点距边界面的距离的变化而变化。Dfalias 和 Herrmann (1980)^[18] 提出的边界面模型最具代表性, 但该模型要求事先选择加载面平移和胀缩的硬化规则, 具有内在局限性。

庄海洋和陈国兴 (2006)^[19,20] 基于广义塑性力学原理, 通过记忆任一时刻的加载反向面、破坏面与与加载反向面内切的初始加载面, 采用等向硬化和运动硬化相结合的硬化模量场理论确定屈服面的变化规律, 建立了一个土体黏塑性记忆型嵌套面本构模型, 并用动三轴的试验结果验证了该模型的可行性, 同时, 在 ABAQUS 软件平台上实现了该模型的算法。

4-5-1 黏塑性记忆型嵌套面本构模型的建立

土的破坏函数可写成如下的表达式:

$$\beta p^2 + \alpha p + \frac{\sqrt{J_2}}{g(\theta_s)} - K = 0 \quad (4-65)$$

式中:

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (4-66)$$

$$J_2 = \frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] = \sqrt{\frac{1}{2} S_{ij} S_{ij}} \quad (4-67)$$

对于参数 α 、 β 、 K 、 $g(\theta_s)$ 取值方法的不同, 式 (4-65) 可以概括许多常用的岩土材料破坏函数^[21]。

假设屈服面和破坏面具有相似的形状, 并令

$$\alpha_s^0 = \alpha g(\theta_s) \quad (4-68)$$

$$k_s = K g(\theta_s) \quad (4-69)$$

假定子午平面上的屈服曲线为直线, 即 $\beta=0$, 简化式 (4-65) 后得到破坏面的形式为

$$F = \alpha_s^0 p + \sqrt{J_2} - k_s = 0 \quad (4-70)$$

由于土 (特别是软土) 几乎不存在纯弹性变形阶段, 因此规定在初始加荷和应力反向后的瞬间为点屈服面, 屈服面形式为

$$f = \alpha_s p + \sqrt{\frac{1}{2}(S_{ij} - \alpha_{ij})(S_{ij} - \alpha_{ij})} - k_s = 0 \quad (4-71)$$

式中: α_{ij} ——运动硬化参数。

由式 (4-71) 可得到加、卸载面的半径为

$$r = \sqrt{2J_2} = \sqrt{2}(k_s - \alpha_s p) \quad (4-72)$$

采用混合硬化规则和相关联流动法则, 加载面取为

$$\Phi = f \quad (4-73)$$

模型加、卸载准则采用偏应力增量 dS_{ij} 与当前屈服面 f 的单位外法线 n_{ij} 之间的相对位置, 由式 (4-74) 判断应力方向:

$$dS_{ij} n_{ij} < 0 \quad (4-74)$$

单位外法线的计算公式为

$$n_{ij} = \frac{\frac{\partial f}{\partial S_{ij}}}{\left(\frac{\partial f}{\partial S_{ij}} \cdot \frac{\partial f}{\partial S_{ij}}\right)^{\frac{1}{2}}} \quad (4-75)$$

参照文献 [22], 认为屈服面在初始加载点从点屈服面开始只发生等向硬化, 即 $\alpha_{ij}=0$ 。当开始加卸载时, 屈服面在应力反向点处开始从点屈服面发生混合硬化, 硬化后的屈服面都为应力反向点的内切面, 在此时记忆反向应力点所在的屈服面, 当应力反向后屈服面超过最新的反向面后, 引入零圆心位置上的最新反向面的内切面, 超过该面后屈服面遵循初始加载面的硬化规律, 因此, 在任一时刻, 只须记忆破坏面 F 、当前屈服面 f 和最新的反向面 f_r , 具体的应力路径如图 4-14 所示。

屈服面函数式 (4-71) 中有 α_s 和 k_s 两个系

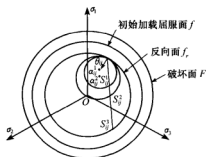


图 4-14 应力平面内记忆面分布

数, 这两个系数的变化将决定屈服面的硬化规律, 以与当前屈服面在反向点内切的初始屈服面在子午平面上的张角变化规律计算参数 α_θ 的变化, 对空间锥形屈服面变化时屈服面锥角 α_θ 的变化规律作了基本假定: 当屈服面只发生等向硬化时锥角 α_θ 按一定的规律变化, 当屈服面发生混合硬化时假定锥角 α_θ 的大小为应力反向时对应的反向面的锥角并保持定值。在初始加载时间段 α_θ 的计算公式为

$$\alpha_\theta = \frac{r}{r_{\max}} \alpha \quad (4-76)$$

式中: r_{\max} ——应力点对应破坏面的半径。

当应力不发生反向且处于非初始加载状态时, 假定参数 α_θ 不变化, 具体计算公式为

$$\alpha_\theta = \frac{r_r}{r_{\max}} \alpha \quad (4-77)$$

式中: r_r ——应力反向面内切的初始加载面半径。

当屈服面超过对应的初始加载面时, 计算 α_θ 采用公式 (4-76), 具体嵌套屈服面在应力空间中的分布如图 4-15 所示。

根据加载面函数及其相容条件得到偏量变化后的方程组, 并略去二阶微量, 对其求解可得

$$dk_\theta = \frac{(S_{ij} - \alpha_{ij} + dS_{ij})dS_{ij} + 2\alpha_\theta(k_\theta - \alpha_\theta p)dp}{2(k_\theta - \alpha_\theta p) + \sqrt{2}(S_{ij} - \alpha_{ij} + dS_{ij})\theta_{ij}} \quad (4-78)$$

$$d\alpha_{ij} = \sqrt{2}\theta_{ij}dk_\theta \quad (4-79)$$

式中: θ_{ij} ——应力反向点指向应力反向面中心的单位矢量, 如图 4-14 所示。

上述假定简化了对应计算公式的推导, 对以剪切屈服为主的水平向地震作用下土体动力特性的描述是可行的, 但该假定是不严格的, 与土体在往返荷载作用下空间屈服面在子午平面上投影线的变化规律不符。因此, 作者又对上述的土体动本构模型进行了进一步改进, 不再对空间锥形屈服面变化时屈服面锥角 α_θ 的变化规律作假定, 按照土体在往返荷载作用下空间屈服面在子午平面上投影线的实际变化规律, 建立了屈服面硬化参数的增量表达式, 嵌套屈服面在应力空间中的分布如图 4-16 所示。

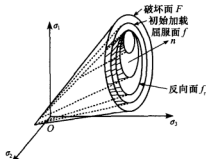


图 4-15 应力空间内记忆面分布

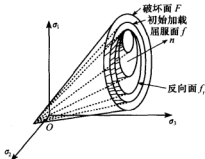


图 4-16 屈服面在应力空间上的记忆面

根据屈服面在子午平面内的屈服线与横轴的交点 P 的坐标不变的原则, 有

$$p_0 = \frac{K}{\alpha} = \frac{k_\theta}{\alpha_\theta} \quad (4-80)$$

P 点对应的应力空间中的应力点坐标为 (p_0, p_0, p_0) 。

根据加载面函数 (4-71) 及其相容条件得到偏量变化后的方程组并略去部分二阶微量可得

$$dk_\theta = \alpha_\theta dp + (p + 2dp) d\alpha_\theta + \frac{(S_{ij} - \alpha_{ij} + dS_{ij})(dS_{ij} - d\alpha_{ij})}{2J} \quad (4-81)$$

式中:

$$J = \sqrt{\frac{1}{2}(S_{ij} - \alpha_{ij} + dS_{ij})(S_{ij} - \alpha_{ij} + dS_{ij})} \quad (4-82)$$

在初始加载段, 采用等向硬化法则, 即 $\alpha_{ij} = 0$, 同时根据式 (4-80) 有

$$d\alpha_\theta = \frac{dk_\theta}{p_0} \quad (4-83)$$

把式 (4-83) 和 $\alpha_{ij} = 0$ 代入式 (4-81), 则有

$$dk_\theta = \frac{2\alpha_\theta p_0 J dp + p_0 (S_{ij} + dS_{ij}) dS_{ij}}{2J(p_0 - p - 2dp)} \quad (4-84)$$

在加卸载阶段采用随动硬化和混合硬化相结合的屈服面混合硬化规则, 所有锥形屈服面的定点都为 P 点, 在应力空间内屈服面的硬化规则如图 4-16。在子午平面内加卸载屈服面的屈服线有两条, 其中一条屈服线与反向面对应的反向线重合, 如图 4-17 所示。

根据应力空间中屈服面与破坏面一定交于 P 点的原则, 把 P 点坐标代入式 (4-71), 等式一定成立:

$$\alpha_\theta p_0 + \sqrt{\frac{1}{2}(S'_{ij} - \alpha_{ij})(S'_{ij} - \alpha_{ij})} - k_\theta = 0 \quad (4-85)$$

式中: S'_{ij} —— P 点对应的空间应力点。

对式 (4-72) 和式 (4-85) 两边取微分并略去部分二阶偏量, 可得

$$dr = \sqrt{2}[dk_\theta - \alpha_\theta dp - (p + dp)d\alpha_\theta] \quad (4-86)$$

$$dk_\theta = p_0 d\alpha_\theta - \frac{(S'_{ij} - \alpha_{ij})d\alpha_{ij}}{2J'} \quad (4-87)$$

式中:

$$J' = \sqrt{\frac{1}{2}(S'_{ij} - \alpha_{ij})(S'_{ij} - \alpha_{ij})} \quad (4-88)$$

根据屈服面半径与随动硬化的中心应力点之间的关系, 有

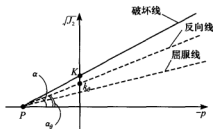


图 4-17 加卸载时屈服面在子午平面投影的示意图

$$d\alpha_{ij} = d\tau\theta_{ij} = \sqrt{2}\theta_{ij}[dk_g - \alpha_g dp - (p + dp)d\alpha_g] \quad (4-89)$$

由式 (4-81)、式 (4-87) 和式 (4-89) 联合求解可得

$$d\alpha_{ij} = \frac{\sqrt{2}\theta_{ij}[(p_0 - p - dp)A' - (p_0 - p - 2dp)\alpha_g dp]}{\sqrt{2}\theta_{ij}[(p_0 - p - dp)A - Bd p] + (p_0 - p - 2dp)} \quad (4-90)$$

$$d\alpha_g = \frac{B-A}{p_0 - p - 2dp}d\alpha_{ij} + \frac{A'}{p_0 - p - 2dp} \quad (4-91)$$

$$dk_g = \frac{B-A}{p_0 - p - 2dp}p_0 d\alpha_{ij} + \frac{A'}{p_0 - p - 2dp}p_0 - Bd\alpha_{ij} \quad (4-92)$$

式中:

$$A = \frac{S_{ij} + dS_{ij} - \alpha_{ij}}{2J}, \quad B = \frac{S'_{ij} - \alpha_{ij}}{2J'}, \quad A' = \alpha_g dp + AdS_{ij}$$

根据相关流动法则, 可得应力-应变关系表达式为

$$d\boldsymbol{\sigma}_{ij} = Md\boldsymbol{\varepsilon}_{kk}\boldsymbol{\delta}_{ij} + 2Gd\boldsymbol{\varepsilon}_{ij} - (2G - H_t) \frac{S_{ij} - \alpha_{ij}}{2(k_g - \alpha_g p)^2} (S_{kl} - \alpha_{kl}) d\boldsymbol{\varepsilon}_{kl} \quad (4-93)$$

式中: H_t ——土的弹塑性剪切模量;

M ——土的体积模量。

H_t 与剪切模量 G 和塑性硬化模量 H 之间的关系为

$$\frac{1}{H_t} = \frac{1}{2G} + \frac{1}{H} \quad (4-94)$$

参照 Pyke (1979)^[6] 的做法, 采用双曲线表示初始加荷时的应力应变关系, 则有

$$H_t = H_{t,\max} \left(1 - \frac{r}{r_{\max}}\right)^2 \quad (4-95)$$

根据式 (4-94) 有

$$H_{t,\max} = 2G_{\max} \quad (4-96)$$

式中: G_{\max} ——土的最大剪切模量, 可通过现场波速试验或室内试验确定。

对于土的黏性阻尼, 仍采用上述动黏弹性模型中的方法考虑, 则土的应力-应变关系表达式为

$$\boldsymbol{\sigma}_{ij}^{t+\Delta t} = \boldsymbol{\sigma}_{ij}^t + d\boldsymbol{\sigma}_{ij}^{t+\Delta t} + \alpha_1 \boldsymbol{D}_{el} \boldsymbol{\varepsilon}_{ij}^{t+\Delta t} \quad (4-97)$$

式中: α_1 ——瑞雷阻尼系数;

\boldsymbol{D}_{el} ——应力-应变关系的弹性矩阵。

4-5-2 黏塑性记忆型嵌套面本构模型的试验验证

为了验证黏塑性记忆型嵌套屈服面模型的正确性, 以南京粉细砂的重塑样为研究对象, 分别对密实 (试样 1) 和中密 (试样 2) 的试样进行了非均等固结的动三轴试验, 固结比 $K_c = 1.5$, 固结应力 $\sigma_c = 100$ kPa, 加载方式采用单向压缩循环应力, 循环频率为 0.5 Hz, 试验机采用南京工业大学岩土工程研究所从英国引进的 WFI 多功能静动三

轴仪。试样1的应力-应变滞回曲线和模型预测结果如图4-18和图4-19,从偏平面内屈服面半径 r 和破坏面半径 r_{\max} 的比值看,试样1一直处于循环稳定状态。试样2的应力-应变滞回曲线和模型预测结果如图4-20和图4-21,可以看出在前3周循环荷载作用下,试样2处于循环稳定,但在接着的循环荷载作用下,试样2发生了循环失稳现象,这种失稳表现在预测中就是应力随循环荷载周数的增加,应力水平段越来越长。

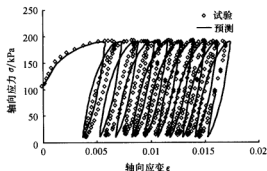


图4-18 试样1 应力-应变滞回曲线

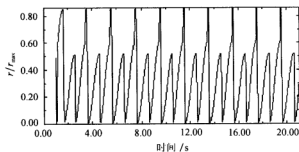


图4-19 试样1的屈服面半径与对应破坏面半径之比

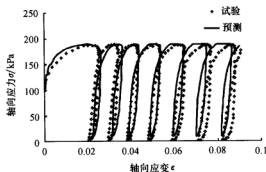


图4-20 试样2 应力-应变滞回曲线

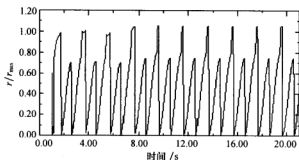


图 4-21 试样 2 的屈服面半径与对应破坏面半径之比

4-6 土的动剪切模量和阻尼比的经验估计

工程实践中,大多采用等效线性动黏弹性模型考虑土的动力非线性特性。该模型可以用一个参数和两条曲线表示:最大动剪切模量 G_{\max} 、割线动剪切模量 G 随剪应变幅值 γ 增大而减小的衰退曲线 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma$ 和阻尼比 λ 随剪应变幅值 γ 增大而增大的 $\lambda-\gamma$ 曲线。它们的选择是否符合实际情况对计算结果的可靠性有重要影响。

4-6-1 影响因素及影响程度

哪些影响因素对 G_{\max} 、 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma$ 和 $\lambda-\gamma$ 曲线有重要影响呢?许多研究者对此问题做过大量研究,陈国兴和谢君斐等 (1995)^[23]曾对国内外在该方面的研究成果进行过系统的总结,其基本规律如表 4-1 所示。

表 4-1 G_{\max} 、 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma$ 和 $\lambda-\gamma$ 曲线的各种影响因素及影响程度

当下列影响因素增加(大)时	G_{\max}	$\frac{G}{G_{\max}}$	λ
初始有效固结应力 (σ'_v) 或上覆压力 (σ'_v)	增加	不变或增加	不变或减小
孔隙比 (e)	减小	增加或不变	减小或不变
相对密度 (D_r)	增加	减小或不变	增加或不变
超固结比 (OCR)	增加	没影响	没影响
塑性指数 (I_p)	若 OCR>1, 增加 若 OCR=1, 不变	增加	减小
往返剪应变幅值 (γ_a)	—	减小	增加
地质年代 (t_g)	增加	可能增加	减小
胶结程度 (c)	增加	可能增加	可能减小
应变率 ($\dot{\gamma}$)	增加	可能没影响	可能增加
荷载往返作用次数 (饱和土)	减小, 但可逐步恢复	减小	不明显

对表 4-1 的结果作如下说明:

(1) 上述各因素的影响程度,一般地,对无黏性土较小,对黏性土较大。因此,砂

土的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_0$ 和 $\lambda-\gamma_0$ 关系曲线的试验结果相对集中, 而黏性土的试验结果离散较大。

(2) 对于不同的黏性土, I_p 和 e 对 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_0$ 和 $\lambda-\gamma_0$ 关系曲线有相似的影响, 但利用 I_p 能得到更加一致的试验结果。因为, I_p 是重塑土测定的, 它不受应力条件和应力历史的影响, 只与颗粒大小、矿物成分、孔隙水的化学成分等有关, 是一项容易测定的物理性质指标。与此相反, e 必须用原状土测定, 测量水下松砂的天然 e 值是一项很困难的试验。

(3) 对于具有极灵敏结构的土和很小应变时 I_p 与 $\lambda-\gamma_0$ 曲线之间的关系, 由于资料不多, 不能简单地利用表 4-1 所示的规律, 应进行专门的试验。

4-6-2 G_{\max} 的经验估计

确定 G_{\max} 有两条途径, 一是利用室内试验建立的经验关系, 二是利用现场剪切波速测试结果。根据室内试验建立的经验关系有:

1. 根据 e 、 σ'_c 和 OCR 建立的适用于各类土的经验关系

Hardin 和 Black (1968)^[24] 及 Hardin (1978)^[25] 提出如下的经验公式:

$$G_{\max} = 625 \frac{\text{OCR}^k}{0.3 + 0.7e^2} P_a \left(\frac{\sigma'_c}{P_a} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4-98)$$

式中: P_a ——大气压力;

k ——与 I_p 有关的系数, 当 $I_p = 0, 20, 40, 60, 80$ 和 ≥ 100 时, k 分别等于 0.0、0.18、0.31、0.41、0.48 和 0.50。

该式的优点是采用的参数多, 适用于各类土, 常数无因次, 使用方便。缺点是松砂的 e 值不易测定。

2. 根据 D_r 或 N_1 和 σ'_c 建立的适用于砂土的经验关系

Seed 和 Idriss (1970)^[26] 建立了砂土的经验公式:

$$G_{\max} = 21.7 K_{\max} P_a \left(\frac{\sigma'_c}{P_a} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4-99)$$

其中: K_{\max} 值取决于砂土的相对密度 $D_r(\%)$, 两者的关系如下:

$$K_{\max} = 61[1 + 0.01(D_r - 75)] \quad (4-100)$$

如果缺少 D_r 的资料, 但有标准贯入试验资料, 可用 Seed 和 Idriss (1986)^[27] 提出的 K_{\max} 和 N_1 的下列关系:

$$K_{\max} = 20N_1^{\frac{1}{3}} \quad (4-101)$$

式中: N_1 ——由标准贯入锤击数 N_{60} 换算为有效上覆压力 $\sigma'_v \approx 100$ kPa 的修正标准贯入锤击数, 下角标“60”表示钻杆能量比 60%, 即标准贯入试验时落锤机构有 60% 的理论自由落锤能量传到钻杆。

在我国的标准贯入试验中, 落锤机接近自由下落, 钻杆能量比约 60%。因此, 我

国实测的标准贯入锤击数 N 值相当于 Seed 的 N_{60} 值。Seed 和 Idriss (1986)^[27] 认为, 式 (4-99) 也适用于砂砾, 只是砂砾的 K_{\max} 值要比砂土的大 1.35~2.5 倍; 而 Rollins 和 Evans 等 (1998)^[28] 的研究表明, 更新世砂砾的 K_{\max} 值要比砂土的大 1.5~5.0 倍。

3. 根据 S_u 建立的适用于黏性土的经验关系

Seed 和 Idriss (1970)^[26] 发现黏性土的 G_{\max} 可由固结不排水剪切强度 S_u 换算:

$$G_{\max} = 2200 S_u \quad (4-102)$$

亦即对于各类黏性土, G_{\max} 与 S_u 之比值可取为常数 2200。Martin 和 Seed (1982)^[9] 将这个比值修改为 2050。事实上, G_{\max} 与 S_u 之比值与黏性土的类型有关, 且具有区域性, 如泥炭的 G_{\max} 与 S_u 之比值可能小于 200。

确定 G_{\max} 的另一条途径是根据波动理论按式 (4-103) 计算:

$$G_{\max} = \rho v_s^2 \quad (4-103)$$

式中: ρ ——土的质量密度;

v_s ——土层的剪切波速度。

4-6-3 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 关系的经验曲线

1. 无黏性土的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 曲线

许多学者的研究表明, 对于无黏性土 (砂土、粉土、砂砾), $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 曲线的变化范围不大, 大多数试验结果位于一个不太宽的带内。Seed 和 Idriss (1970)^[26] 建议的砂土的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 关系曲线分别如图 4-22 所示。一般认为, 它可以代表大多数砂土的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 关系曲线, 这一成果已纳入美国“核安全有关结构抗震设计标准”。随着初始有效固结应力 σ'_c 的增大, 砂土的阻尼比有减小的趋势, 见图 4-23。

Seed 和 Idriss (1986)^[27] 的研究表明, 砂砾的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 曲线与砂土的非常类似, 只

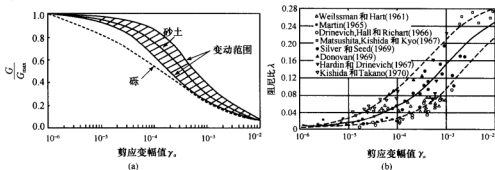


图 4-22 Seed 和 Idriss (1970) 建议的砂土的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 曲线

是砂砾的平均曲线比砂土的要低 10%~30%，但两者有少许重叠，见图 4-24。Rollins 和 Evans 等 (1998)^[28] 根据自己及他人 980 组砂砾的试验资料，研究表明砂砾的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_s$ 平均曲线比之 Seed 和 Idriss (1986)^[27] 的研究结果要更接近于 Seed 和 Idriss (1970)^[26] 建议的砂土的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_s$ 平均曲线，见图 4-25，图中还给出了 ± 1 倍标准差的边界线；此外， $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_s$ 曲线形状基本上与试样的扰动程度、细粒含量 (0~9%)、含砾量、相对密度无关，但随着初始有效固结应力 σ'_c 的增大， $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_s$ 曲线向数据点的上部移动，即 $\frac{G}{G_{\max}}$ 有增大的趋势。同时，Rollins 和 Evans 等 (1998)^[28] 根据自己及他人 360 组砂砾的试验资料，还给出了砂砾的 $\lambda-\gamma_s$ 平均曲线关系，见图 4-26。从图中可看出，Rollins 和

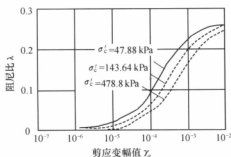


图 4-23 初始有效固结应力 σ'_c 对砂土 $\lambda-\gamma_s$ 曲线的影响

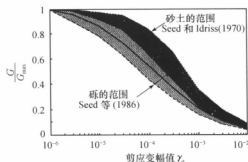


图 4-24 砂砾的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_s$ 曲线
(Seed 和 Idriss, 1986)

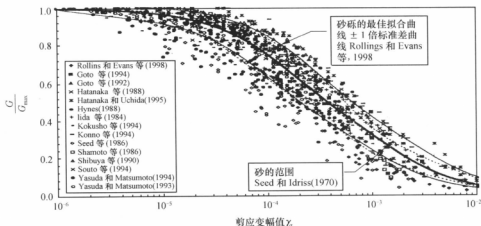
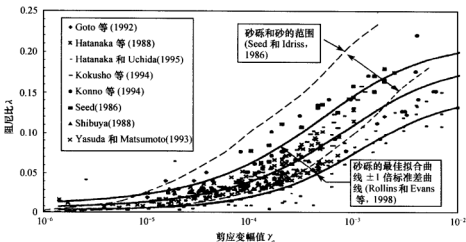


图 4-25 砂砾的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_s$ 曲线 (Rollins 和 Evans 等, 1998)

图 4-26 砂砾的 λ - γ_s 曲线 (Rollins 和 Evans 等, 1998)

Evans 等 (1998) 给出的砂砾的 λ - γ_s 平均曲线明显在 Seed 和 Idriss (1986)^[27] 给出的砂砾的 λ - γ_s 平均曲线的下方; 此外, λ - γ_s 曲线形状大致上与试样的扰动程度、细粒含量、含砾量无关, 但随着初始有效固结应力 σ'_c 的增大, λ - γ_s 曲线向数据点的下部移动, 即砂砾的阻尼比有减小的趋势。

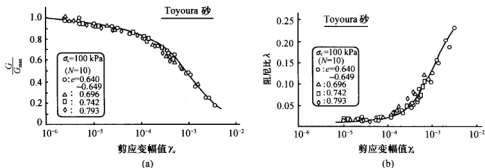
为应用方便, Rollins 和 Evans 等 (1998) 给出了 $\frac{G}{G_{\max}}$ - γ_s 和 λ - γ_s 平均曲线的最佳拟合曲线表达式:

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1.2 + 16\gamma_s(1 + 10^{-20}\gamma_s)} \quad (4-104)$$

$$\lambda = 0.008 + 0.18(1 + 0.15\gamma_s^{-0.9})^{-0.75} \quad (4-105)$$

式中: γ_s ——剪应变幅值 (%)。

Kokusho (1980)^[28] 对日本标准砂 (Toyoura 砂, 平均粒径 $D_{50}=0.19$ mm, 不均匀系数 $C_u=1.3$) 进行了大量动三轴试验, 给出的 $\frac{G}{G_{\max}}$ - γ_s 和 λ - γ_s 曲线如图 4-27 所示。此

图 4-27 日本标准砂的 $\frac{G}{G_{\max}}$ - γ_s 和 λ - γ_s 曲线 (Kokusho, 1980)

外, Kokusho (1980) 的试验还表明, 初始有效固结应力 σ'_c 对砂土的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 曲线形状有一定影响, 初始有效固结应力 σ'_c 越大, $\frac{G}{G_{\max}}$ 随 γ_a 增大而减小的速度越慢, 即在同样的剪应变幅值下, 初始有效固结应力 σ'_c 越大, $\frac{G}{G_{\max}}$ 值也越大; 同时, 初始有效固结应力 σ'_c 越大, 砂土的阻尼比越低, 如图 4-28 所示。

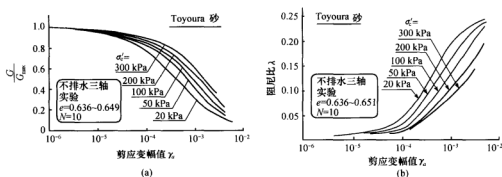


图 4-28 初始有效固结应力 σ'_c 对砂土 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 曲线的影响 (Kokusho, 1980)

2. 黏性土的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 曲线

与无黏性土的动剪切模量衰退关系曲线相比, 不同类型黏性土的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 关系曲线的离散范围要大得多。

Zen 和 Umehara 等 (1978)^[30] 最早注意到 I_p 对 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 关系曲线形状的影响; Zen 和 Higuchi (1984)^[31] 给出了不同 I_p 值的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 曲线。Vucetic 和 Dobry (1991)^[32] 结合他人的有效试验资料, 给出了不同 I_p 值的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 的平均曲线, 如图 4-29 所示, 其中 $I_p=0$ 的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 曲线与 Seed 和 Idriss (1970) 建议的砂土的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 曲线是一致的。

Kokusho 和 Yoshida 等 (1982)^[33] 对一系列未扰动的冲、淤积的软黏土试样进行了动三轴试验。土的塑性指数 $I_p=40\sim 100$, 天然含水量 $w=100\%\sim 170\%$, 试验结果如图 4-30 所示。可以看出, 土在破坏时的阻尼比 λ_{\max} 约为 16%, 似乎小于砂土的阻尼比。Kokusho 和 Yoshida 等 (1982)^[33] 还研究了初始有效固结应力 σ'_c 对 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 曲线的影响, 动三轴试验中土样的 $I_p=38\sim 56$ 、初始有效固结应力 $\sigma'_c=45\sim 500$ kPa, 试验结果如图 4-31 所示。可以看出, 初始有效固结应力 σ'_c 对 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 曲线几乎没有影响, 对 $\lambda-\gamma_a$ 曲线

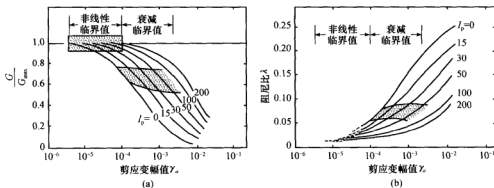


图 4-29 I_p 值对各类土 $\frac{G}{G_{max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 平均曲线的影响 (Vucetic 和 Dobry, 1991)

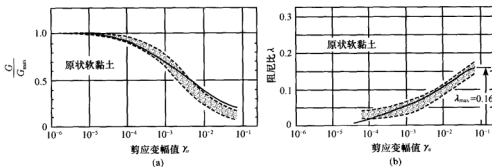


图 4-30 日本软黏土的 $\frac{G}{G_{max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 曲线 (Kokusho 和 Yoshida 等, 1982)

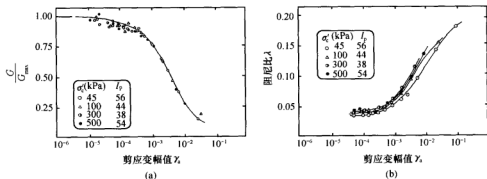


图 4-31 初始有效固结应力 σ'_c 对日本黏土 $\frac{G}{G_{max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 曲线的影响 (Kokusho 和 Yoshida 等, 1982)

的影响可以忽略不计。Kim 和 Novak (1981)^[34]研究了初始有效固结应力 σ'_c 对小应变幅 ($\gamma_a=2 \times 10^{-5}$) 时土的阻尼比 λ 的影响, 结果表明: 随着 σ'_c 的增大, 阻尼比 λ 有稍微减小的趋势。

Kokusho 和 Yoshida 等 (1982)^[33]研究了固结应力历史对黏性土 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 曲线的影响, 包括正常固结、超固结和施加长期固结应力 (10^4 min) 三种情况, 动三轴试验中未扰动土样的 $I_p=40\sim60$, 试验结果如图 4-32 所示。可以看出: 无论是正常固结、超固结黏性土还是初步固结后施加长期固结应力, 黏性土 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 曲线的形状没有明显的影响。这个结论意味着固结应力历史对黏性土的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 曲线形状的影响很有限, 从而导致用地球物理方法测量土的原位小应变 G_{\max} , 用未扰动原状土试样测定土的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 关系曲线, 结合两者推算土的原位割线动剪切模量 G 是合理可行的。

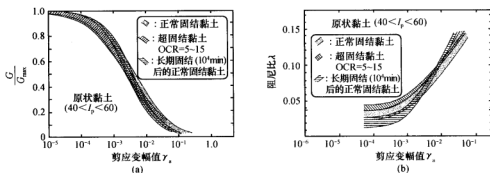


图 4-32 固结应力历史对日本黏土 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 曲线的影响 (Kokusho 和 Yoshida 等, 1982)

3. 往返加载次数 N 对黏性土的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 曲线的影响

图 4-33 总结了往返加载次数 N 对黏性土 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 曲线的影响。试验是在应变控

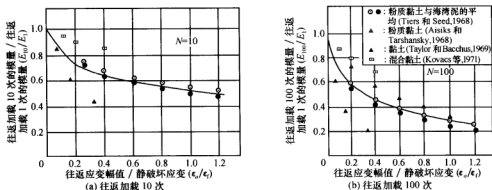


图 4-33 往返加载次数 N 对黏性土 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 曲线的影响 (Ishihara, 1996)

制条件下进行的, 轴向应变幅值 $\epsilon_a = 0.1\% \sim 15\%$, 大多数土的塑性指数 $I_p = 14 \sim 45$ 。可以看出, 与往返加载 1 次的动割线弹性模量 E_1 相比, 相应于往返加载 10 次和 100 次的动割线弹性模量 E_{10} 和 E_{100} 有明显的降低, 尤其是当应变水平 ϵ_a 较高时 (与静荷载下破坏时的轴向应变 ϵ_f 相比)。

Idriss 和 Dobry 等 (1978)^[35] 提出了模量衰退指数 δ_D 的概念。对于等幅循环轴应变试验条件, δ_D 定义为

$$\delta_D = \frac{E_N}{E_1} = \frac{\sigma_{a,N}/\epsilon_a}{\sigma_{a,1}/\epsilon_a} = \frac{\sigma_{a,N}}{\sigma_{a,1}} \quad (4-106)$$

式中: $\sigma_{a,1}$ 、 $\sigma_{a,N}$ ——往返第 1 周和第 N 周的轴向应力幅值;

E_1 、 E_N ——往返第 1 周和第 N 周的动弹性模量。

对于等幅循环剪应变试验条件, δ_D 定义为

$$\delta_D = \frac{G_N}{G_1} = \frac{\tau_{a,N}/\gamma_a}{\tau_{a,1}/\gamma_a} = \frac{\tau_{a,N}}{\tau_{a,1}} \quad (4-107)$$

式中: $\tau_{a,1}$ 、 $\tau_{a,N}$ ——往返第 1 周和第 N 周的简切应力幅值;

G_1 、 G_N ——往返第 1 周和第 N 周的动剪切模量。

图 4-34 给出了以剪应变比 $\frac{\gamma_a}{\gamma_f}$ (γ_a 为往返剪应变幅值, γ_f 为破坏静剪应变) 为参数的模量衰退指数 δ_D 与往返加载次数 N 的关系, 两者关系可表示为

$$\delta_D = \frac{E_N}{E_1} = \frac{G_N}{G_1} = N^{-d} \quad (4-108)$$

式中: d ——模量衰退参数。

Vucetic 和 Dobry 等 (1988)^[36] 研究了超固结比 OCR 对委内瑞拉沿海黏土的模量衰退指数 δ_D 的影响 (见图 4-35), 可以看出, 随着 OCR 值的增大, 模量衰退指数 δ_D 明显减小。

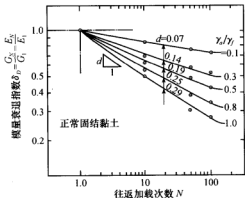


图 4-34 模量衰退指数 δ_D 与往返加载次数 N 的关系 (Ishihara, 1996)

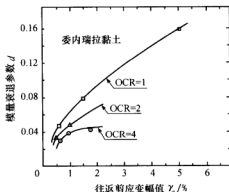


图 4-35 超固结比 OCR 对委内瑞拉沿海黏土的模量衰退指数 δ_D 的影响 (Vucetic 和 Dobry 等, 1988)

Tan 和 Vucetic (1989)^[37] 研究了塑性指数 I_p 对正常固结和超固结黏土的模量衰退指数 δ_D 的影响, 如图 4-36 所示。可见, 对于正常固结黏土, 随着塑性指数 I_p 的增大,

的粉细砂,与通常的圆形颗粒石英砂有一定区别,片状颗粒成分使得南京粉细砂具有各向异性的性质。与南京砂相类似的片状颗粒结构砂在长江下游沿岸都有分布,片状砂的工程性质研究对长江中下游沿岸的工程建设都是一项有价值的工作,这一点已经引起有关专家的重视。至今,尚未有人对这两种具有特殊结构性的南京细颗粒土的动力特性做过深入的探讨。周镜院士将这个问题列在目前需要解决的几个重要问题的第一位^[39]。

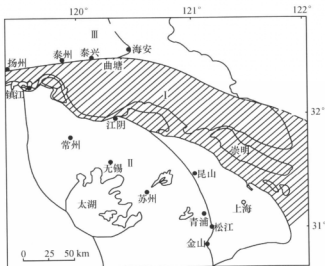


图 4-37 长江三角洲新近沉积土地层分区

I. 三角洲主体区(下切河谷); II. 三角洲南翼; III. 三角洲北翼

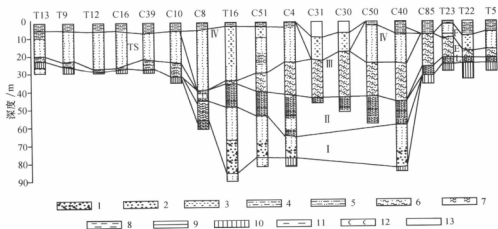


图 4-38 长江三角洲新街—南汇土层横剖面

1. 含砾砂; 2. 砂; 3. 粉砂; 4. 黏土质砂; 5. 砂质黏土; 6. 粉砂质黏土; 7. 软泥; 8. 黏土; 9. 泥炭; 10. 硬泥; 11. 植物碎屑和残体; 12. 贝壳; 13. 水体; I. 河床相; II. 河漫滩—河口相; III. 河口湾—海湾相; IV. 三角洲相; E. 浅海相; F. 滨海潮坪相; TS. 潮成砂体; L. 滨海相

庄海洋和陈国兴 (2006)^[40]对南京及其邻近地区各类新近沉积土的 239 个原状土样的最大剪切模量 G_{\max} 进行了试验研究, 并采用如下经验关系进行拟合:

$$G_{\max} = K_{\max} P_a \left(\frac{\sigma'_c}{P_a} \right)^n \quad (4-109)$$

式中: n ——与土性有关的拟合指数, 其他符号的含义同前。

对南京及其邻近地区各类不同物理状态下新近沉积土 G_{\max} 的试验结果按 $\frac{G_{\max}}{P_a} - \frac{\sigma'_c}{P_a}$ 关系进行拟合得到的经验系数 K_{\max} 和 n 如表 4-2 所示。

表 4-2 南京及其邻近地区各类新近沉积土最大剪切模量 G_{\max} 的经验系数

土样状态描述		K_{\max}	n	相关系数	土样数
淤泥质粉质黏土 (流-软塑)		315	0.50	0.91	20
黏土	可塑	360	0.55	0.96	12
	硬塑	415	0.51	0.97	7
粉质黏土	流-软塑	360	0.51	0.81	23
	可塑	400	0.49	0.77	33
	硬塑	550	0.41	0.93	11
粉土	流-软塑	410	0.66	0.95	13
	可塑	535	0.60	0.88	10
粉细砂	稍密	500	0.43	0.81	14
	中密	700	0.40	0.85	30
	密实	1110	0.39	0.90	14
粗砂 (中密-密实)		1010	0.36	0.89	14
粉质黏土与粉土互层土 (流-软塑)		380	0.66	0.82	23
粉土与粉细砂互层土 (中密-密实)		555	0.44	0.82	15

从表 4-2 可看出, 经验系数 K_{\max} 和 n 随黏性土的软硬状态或砂性土的密实状态而变化的基本规律如下:

(1) 对黏性土, 随着黏性土由软变硬, 其 K_{\max} 值变大、 n 值变小; 对砂性土, 随着砂性土由松变密, 其 K_{\max} 值变大、 n 值变小;

(2) 对粉质黏土与粉土互层土, 其 K_{\max} 值更接近于粉质黏土的 K_{\max} 值、 n 值更接近于粉土的 n 值; 对粉土与粉细砂互层土, 其 K_{\max} 值更接近于粉土的 K_{\max} 值、 n 值更接近于粉细砂的 n 值。

陈国兴和刘雪珠 (2004)^[41]通过对南京及其邻近城市无锡、苏州、常州、镇江、盐城和杭州的黏土、粉质黏土、淤泥质粉质黏土、粉质黏土与粉砂互层土、粉土、粉细砂等六类新近沉积土的试验研究, 初步探讨了初始有效固结应力大小、剪应变水平、土的颗粒组成和结构性对这六类新近沉积土的动剪切模量比 $\frac{G}{G_{\max}} - \gamma_e$ 和阻尼比 $\lambda - \gamma_e$ 平均曲线的影响。在此基础上, 陈国兴和陈继华等 (2005)^[42]通过江苏 15 个城市 275 个原状土样 (长江以南 7 个城市 184 个土样、长江以北 8 个城市 91 个土样) 的试验研究和理论分析, 给出了江苏 15 个城市七类新近沉积土的 $\frac{G}{G_{\max}} - \gamma_e$ 和 $\lambda - \gamma_e$ 的平均曲线及其模型的参数值; 同时指出, 试图用有限的试验结果给出全国性的各类土

$\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 的平均关系曲线, 其代表性和可信性是值得商榷的; 通过大量试验研究给出地区性的各类土 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 平均关系曲线总体上是比较可信的, 也是最有参考价值的; 由于试验土样的分布地域相对较广, 相同类型沉积土的土样数量有限, 且各城市土层的沉积条件存在差异, 以至于土的物理和力学性能存在显著的地区性差异, 试验结果存在一定的离散性。为此, 陈国兴和刘雪珠等 (2005, 2006)^[43, 44] 根据南京地区 120 个原状土样和苏州、无锡、常州、镇江地区 155 个原状土样, 对上述两地区新近沉积土的动剪切模量和阻尼比分别进行了试验研究, 分别给出了两地区新近沉积土的动剪切模量比 $\frac{G}{G_{\max}}$ 和阻尼比 λ 随剪应变幅值 γ_a 变化的关系曲线; 但通过比较文献 [43、44] 的研究成果, 发现由于江苏长江以南的南京和苏州、无锡、常州、镇江地区新近沉积土沉积环境的相似性, 土的动剪切模量比和阻尼比没有显著的差异。因此, 陈国兴和刘雪珠等 (2006)^[45] 在文献 [43、44] 的基础上, 又补充进行了 103 个土样的试验研究, 给出了江苏长江以南地区六类新近沉积土的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 关系平均曲线的推荐值及离散范围值, 试验结果对本地区具有广泛的代表性和工程应用价值, 这些结果已在江苏地区跨江大桥、地铁、隧道、电力设施等重大工程场地地震安全性评价工作中得到应用。

陈国兴和刘雪珠等 (2005)^[43] 对取自南京城区六大行政区域的淤泥质粉质黏土、粉质黏土、粉质黏土与粉砂互层土、粉土、粉砂和细砂等六类新近沉积土 120 个原状土样进行了试验研究, 南京六类新近沉积土 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 曲线的试验结果如图 4-39 所示; 采用经验公式 (4-59) 和 (4-61) 给出了南京六类新近沉积土的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 平均曲线的拟合参数值, 如表 4-3 所示; 同时, 为了方便工程应用, 给出南京六类新近沉积土动剪模量比和阻尼比随剪应变变化的平均值及标准差, 如表 4-4 所示。

陈国兴和刘雪珠等 (2006)^[45] 通过对南京、苏州、无锡、常州和镇江行政区域内新近沉积土分为淤泥质粉质黏土、黏土、粉质黏土、粉质黏土与粉细砂互层土、粉土、砂土等六类新近沉积土 378 个原状土样进行了试验研究, 采用经验公式 (4-59) 和 (4-61), 给出了上述六类新近沉积土的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 平均曲线的拟合参数值, 如表 4-5 所示。可以发现, Martin-Davidenkov 模型参数 A 、 B 值具有一定的规律性, 随土中黏粒含量增加, 参数 A 、 B 值分别有增大和减小的趋势, 但其余参数的规律性不明显。为了方便工程应用, 通过拟合 $\frac{G}{G_{\max}}-\lambda$ 随 γ_a 衰减的关系曲线, 给出江苏长江以南地区六类新近沉积土动剪模量比和阻尼比随剪应变变化的平均值及标准差, 如表 4-6 所示; 此外, 图 4-40 给出了江苏长江以南地区六类新近沉积土 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_a$ 和 $\lambda-\gamma_a$ 关系的平均曲线及一倍标准差范围曲线。

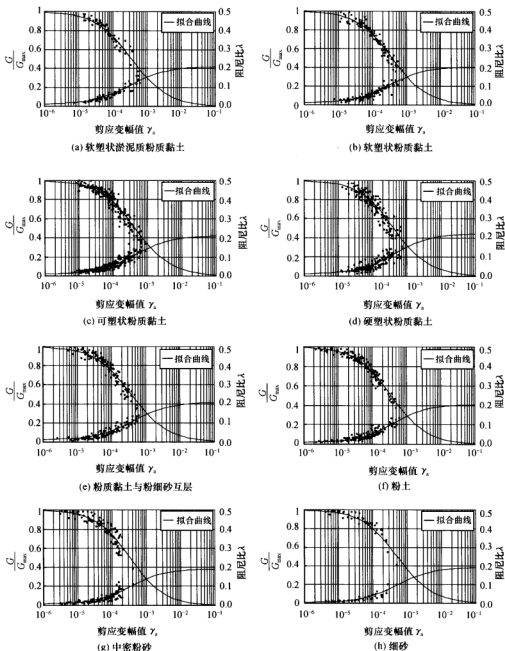


图 4-39 南京新近沉积土 $\frac{G}{G_{\max}}$ - γ_s 和 λ - γ_s 试验结果的拟合曲线

表 4-3 南京新近沉积土 $\frac{G}{G_{\max}}$ - γ_e 和 λ - γ_e 曲线的拟合参数推荐值

土 样	状态	模型参数				推荐值			土样数
		A	B	$\gamma_0(\times 10^{-4})$	β	$\lambda_0/\%$		$\lambda_{min}/\%$	
						平均值	范围值		
淤泥质粉质黏土	软型	1.06	0.39	3.2	0.94	21.0	20.4~21.6	1.31	14
	软塑	1.09	0.41	3.2	0.94	20.3	17.7~23.0	1.16	17
	可塑	1.09	0.41	3.7	0.99	21.0	16.1~23.5	1.16	25
	硬塑	1.12	0.40	3.4	1.01	22.0	16.3~25.7	1.27	14
粉质黏土与粉细砂互层	可塑	1.04	0.40	3.6	1.07	20.7	16.0~23.2	1.27	15
粉土	可塑	1.03	0.42	3.4	1.17	20.4	17.9~22.5	1.20	15
粉砂	中密	0.96	0.45	3.6	1.09	18.8	16.3~21.1	0.80	13
细砂	稍密	1.05	0.42	5.5	1.03	19.0	16.0~22.0	0.46	7

表 4-4 南京新近沉积土的 $\frac{G}{G_{\max}}$ - γ_e 和 λ - γ_e 曲线典型值及其标准差

土 类	状态	参 数	剪应变幅值 $\gamma_e (\times 10^{-4})$							
			0.05	0.1	0.5	1	5	10	50	100
淤泥质粉质黏土	软塑	G/G_{\max}	0.9713	0.9497	0.8318	0.7365	0.4306	0.3021	0.1065	0.0640
		δ	—	0.0093	0.0225	0.0282	0.0295	—	—	—
		$\lambda/\%$	1.84	2.34	4.91	6.89	13.01	15.50	19.22	20.01
		δ	—	0.3914	0.6472	0.7766	1.1151	—	—	—
粉质黏土	软塑	G/G_{\max}	0.9769	0.9582	0.8480	0.7537	0.4373	0.3029	0.1024	0.0604
		δ	—	0.0056	0.0157	0.0223	0.0322	—	—	—
		$\lambda/\%$	1.60	2.03	4.37	6.26	12.36	14.88	18.59	19.37
		δ	—	0.4641	0.6744	0.7248	0.7651	—	—	—
	可塑	G/G_{\max}	0.9784	0.9611	0.8595	0.7720	0.4679	0.3318	0.1175	0.0704
		δ	—	0.0082	0.0246	0.0349	0.0493	—	—	—
		$\lambda/\%$	1.53	1.90	3.97	5.72	11.78	14.50	18.82	19.78
		δ	—	0.8531	1.1019	1.2647	1.4574	—	—	—
	硬塑	G/G_{\max}	0.9788	0.9614	0.8582	0.7687	0.4608	0.3254	0.1146	0.0685
		δ	—	0.0067	0.0229	0.0352	0.0577	—	—	—
		$\lambda/\%$	1.63	2.01	4.14	5.98	12.42	15.03	19.83	20.82
		δ	—	0.6463	1.1786	1.4792	2.0775	—	—	—
粉质黏土与粉细砂互层	可塑	G/G_{\max}	0.9731	0.9529	0.8409	0.7488	0.4438	0.3122	0.1093	0.0653
		δ	0.0058	0.0094	0.0246	0.0327	0.0388	—	—	—
		$\lambda/\%$	1.63	1.99	3.99	5.68	11.55	14.23	18.53	19.48
		δ	0.4764	0.5940	1.0419	1.2100	1.1335	—	—	—
粉土	可塑	G/G_{\max}	0.9740	0.9539	0.8400	0.7446	0.4290	0.2960	0.0990	0.0582
		δ	—	0.0044	0.0100	0.0130	0.0157	—	—	—
		$\lambda/\%$	1.32	1.65	3.63	5.39	11.58	14.31	18.46	19.33
		δ	—	0.6306	1.0813	1.2790	1.4016	—	—	—
粉砂	中密	G/G_{\max}	0.9742	0.9544	0.8400	0.7422	0.4127	0.2759	0.0838	0.0472
		δ	0.0070	0.0101	0.0193	0.0226	—	—	—	—
		$\lambda/\%$	1.13	1.48	3.52	5.28	11.30	13.82	17.35	18.03
		δ	0.5046	0.6496	1.4468	2.1323	—	—	—	—
细砂	稍密	G/G_{\max}	0.9819	0.9672	0.8789	0.7998	0.5046	0.3626	0.1287	0.0763
		δ	0.0047	0.0084	0.0283	0.0427	—	—	—	—
		$\lambda/\%$	0.73	1.02	2.69	4.17	9.67	12.33	16.76	17.77
		δ	0.2792	0.3858	0.8704	1.1552	—	—	—	—

注: δ 为标准差。

表 4-5 江苏长江以南地区新近沉积土 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_e$ 和 $\lambda-\gamma_e$ 曲线的拟合参数

土 样	模型参数						土样数
	A	B	$\gamma_0 (\times 10^{-4})$	β	$\lambda_0 / \%$	$\lambda_{\min} / \%$	
黏土	1.17	0.43	3.1	0.94	17.5	1.83	28
淤泥质粉质黏土	1.13	0.44	2.7	1.04	19.1	1.40	52
粉质黏土	1.08	0.46	3.0	1.09	18.4	1.91	125
粉质黏土与粉细砂互层	1.03	0.47	3.0	1.35	21.1	1.35	39
粉土	1.01	0.47	3.4	1.10	18.5	0.94	45
砂土	0.93	0.50	4.1	1.29	21.5	1.15	89

表 4-6 江苏长江以南地区新近沉积土的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_e$ 和 $\lambda-\gamma_e$ 曲线推荐值及标准差

土 类	参 数	剪应变幅值 $\gamma_e (\times 10^{-4})$							
		0.05	0.1	0.5	1	5	10	50	100
淤泥质粉质黏土	G/G_{\max}	0.9817	0.9645	0.8160	0.7489	0.4042	0.2667	0.0801	0.0451
	δ	0.0080	0.0138	0.0403	0.0549	0.0613	—	—	—
	$\lambda/\%$	1.71	2.00	4.07	6.02	12.75	15.45	19.25	19.94
	$\delta/\%$	0.47	0.54	1.12	1.45	1.52	—	—	—
黏土	G/G_{\max}	0.9848	0.9702	0.8722	0.7799	0.4485	0.3053	0.0974	0.0559
	δ	0.0022	0.0039	0.0122	0.0179	0.0262	—	—	—
	$\lambda/\%$	2.17	2.47	4.35	6.06	11.86	14.29	17.76	18.45
	$\delta/\%$	0.34	0.45	0.94	1.19	1.43	—	—	—
粉质黏土	G/G_{\max}	0.9833	0.9675	0.8606	0.7599	0.4081	0.2653	0.0753	0.0412
	δ	0.0065	0.0108	0.0300	0.0405	0.0483	—	—	—
	$\lambda/\%$	2.13	2.35	4.05	5.80	12.35	15.10	18.85	19.55
	$\delta/\%$	0.51	0.60	1.10	1.36	1.54	—	—	—
粉质黏土与粉细砂互层	G/G_{\max}	0.9814	0.9644	0.8519	0.7478	0.3911	0.2502	0.0682	0.0368
	δ	0.0078	0.0129	0.0338	0.0444	0.0487	—	—	—
	$\lambda/\%$	1.25	1.39	2.75	4.42	11.90	15.40	20.25	21.10
	$\delta/\%$	0.50	0.65	1.26	1.54	1.65	—	—	—
粉土	G/G_{\max}	0.9821	0.9661	0.8661	0.7630	0.4135	0.2685	0.0747	0.0404
	δ	0.0075	0.0124	0.0352	0.0489	0.0630	—	—	—
	$\lambda/\%$	1.12	1.35	3.01	4.70	11.20	14.00	17.89	18.60
	$\delta/\%$	0.37	0.52	1.17	1.49	1.69	—	—	—
砂土	G/G_{\max}	0.9836	0.9691	0.8730	0.7802	0.4270	0.2735	0.0707	0.0367
	δ	0.0079	0.0123	0.0300	0.0394	—	—	—	—
	$\lambda/\%$	1.25	1.40	2.65	4.20	11.64	15.39	20.70	21.65
	$\delta/\%$	0.50	0.58	1.04	1.36	—	—	—	—

注: δ 为标准差。

江苏长江以南地区新近沉积的粉质黏土与粉细砂互层土是一种具有特殊结构性的土;此外,该地区砂土是一种片状颗粒砂土,结构上不同于一般的圆形颗粒石英砂。因此,图 4-41 对粉质黏土与粉细砂互层土和粉质黏土的动剪模量比、阻尼比与剪应变幅关系拟合曲线进行了比较。可以看出,在小应变范围内, $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_e$ 和 $\lambda-\gamma_e$ 曲线的拟合效果是相当理想的;粉质黏土与粉细砂互层土的平均动剪模量比和粉质黏土的相近,而两

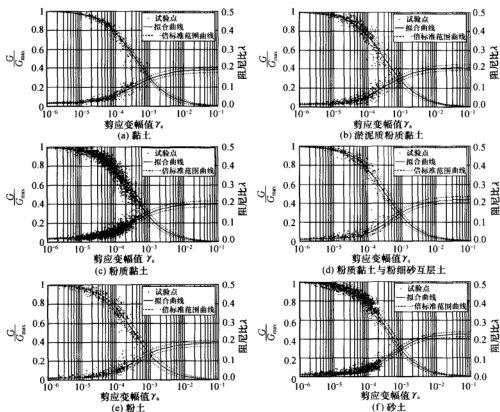


图 4-40 江苏长江以南地区新近沉积土 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_s$ 和 $\lambda-\gamma_s$ 试验结果拟合曲线及一倍标准差范围曲线

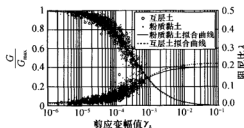


图 4-41 粉质黏土与粉细砂互层土和粉质黏土的动剪切模量比、
阻尼比与剪应变幅值关系拟合曲线比较

者的阻尼比关系平均曲线是一条交叉曲线, 当 $\gamma_s \leq 8 \times 10^{-4}$ 时, 粉质黏土与粉细砂互层土的平均阻尼比较大; 当 $\gamma_s > 8 \times 10^{-4}$ 时, 粉质黏土的平均阻尼比相对较大。

图 4-42 对粉质黏土与粉细砂互层土、砂土与 Seed 和 Idriss (1970) 建议的砂土动剪模量比、阻尼比与剪应变幅关系曲线进行了比较。图 4-42 表明, 砂土、粉质黏土与

粉细砂互层土的动剪模量比与剪应变关系的拟合曲线介于 Seed 和 Idriss (1970) 建议的砂土动剪模量比与剪应变关系平均曲线与上限曲线之间, 且粉质黏土与粉细砂互层土的平均动剪模量比要较砂土的小; 砂土、粉质黏土与粉细砂互层土的阻尼比与剪应变关系的拟合曲线几乎重合, 介于 Seed 和 Idriss (1970) 建议的砂土阻尼比与剪应变关系平均曲线与下限曲线之间, 接近于其平均曲线。因此, 对于动剪模量比平均关系曲线, 江苏长江以南地区新近沉积的粉质黏土与粉细砂互层土接近于粉质黏土, 而其阻尼比平均关系曲线与砂土的相近; 该地区砂土的动剪模量比平均关系曲线比一般砂土的高。

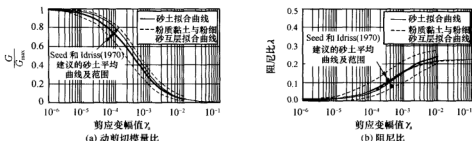


图 4-42 砂土、粉质黏土与粉细砂互层土的动剪切模量比、阻尼比与剪应变关系平均曲线的比较

参考文献

- [1] 吴世明等. 土动力学 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.
- [2] Ishihara K. Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics [M]. Oxford: Clarendon Press, 1996.
- [3] Kondner P L. Hyperbolic stress strain response: cohesive soils [J]. Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 1963, (1): 115-143.
- [4] Hardin B O, Drnevich V P. Shear Modulus and damping in soils: design equations and curves [J]. Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 1972, (7): 667-692.
- [5] Finn W D, Lee K L, Martin G R. An effective stress model for liquefaction [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1977, (6): 517-533.
- [6] Pyke R M. Nonlinear soil models for irregular cyclic loading [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1979, (6): 715-726.
- [7] Matasovic N, Vucetic M. Cyclic characterization of liquefiable sands [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1993, (11): 1085-1821.
- [8] 陈国兴, 庄海洋. 基于 Davidenkov 骨架曲线的土体动力本构关系及其参数研究 [J]. 岩土工程学报, 2005, (8): 860-864.
- [9] Martin P P, Seed H B. One dimensional dynamic ground response analysis [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1982, (7): 935-952.
- [10] 张克绪, 谢君斐. 土动力学 [M]. 北京: 地震出版社, 1989.
- [11] Chen Guoxing, Liu Xuezhu. The preliminary study on dynamic characteristics of recently deposited soils in southern area of Jiangsu province, China [A]//Proceedings of the International Symposium on Innovation and Sustainability of Structures in Civil Engineering [C]. Nanjing, China,

- 2005; 1332—1339.
- [12] 孙静. 岩土动剪切模量阻尼比试验及应用研究 [D]. 哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所, 2004.
- [13] Prevost J H. Mathematical modeling of monotonic and cyclic undrained clay behavior [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1977, (2): 195—216.
- [14] Mroz Z, Zienkiewicz O C. Uniform formulation of constitutive equation for clay and sands [A]// Desai C S, Gallagher R H, et al. Mechanics of Engineering Materials [C]. London: John Wiley & Sons, 1984: 78—95.
- [15] Mroz Z, Norris V A, Zienkiewicz O C. Application of an anisotropic hardening model in the analysis of elastoplastic deformation of soils [J]. Geotechnique, 1979, (1): 1—34.
- [16] Matsuoka H. Stress strain relationship of sand based on the mobilized plane [J]. Soils and Foundations, 1974, 14 (2): 1—27.
- [17] Carter J. P, Booker J R, Wrothu C P. A critical state soil model for cyclic loading [A] //Pande G N, Zienkiewicz O C, et al. Soil Mechanics Transient and Cyclic Loading [C]. Chichester: John Wiley & Sons, 1982: 35—62.
- [18] Dafalias Y F, Hermann L R. Bounding surface formulation of soil plasticity [A]//Pande G N, Zienkiewicz O C, et al. Soil Mechanics Transient and Cyclic Loading [C]. Chichester: John Wiley & Sons, 1982: 253—282.
- [19] Zhuang Haiyang, Chen Guoxing. A viscous-plastic model for soft soil under cyclic loadings [J]. Geotechnical Special Publication (GSP), ASCE, 2006: 343—350.
- [20] 庄海洋, 陈国兴, 朱定华. 土体动力粘塑性记忆型嵌套面本构模型及其验证 [J]. 岩土工程学报, 2006, (10): 1267—1272.
- [21] 郑颖人, 沈珠江, 龚晓南. 岩土塑性力学理论 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [22] 王建华, 姜明伦. 软黏土不排水循环特性的弹塑性模拟 [J]. 岩土工程学报, 1996, (3): 11—18.
- [23] 陈国兴, 谢君变, 张克绪. 土的动模量和阻尼比的经验估计 [J]. 地震工程与工程振动, 1995, (1): 73—84.
- [24] Hardin B O, Black W L. Vibration modulus of normally consolidated clay [J]. Journal of SMFD, ASCE, 1968, (2): 353—369.
- [25] Hardin B O. The nature of stress-strain behavior for soils [A]//Proceedings of ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics [C]. 1978, (1): 3—90.
- [26] Seed H B, Idriss I M. Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis [R]. Report No EERC70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California. California: Berkely, 1970.
- [27] Seed H B, Wong R T, Idriss I M, et al. Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1986, (11): 1016—1032.
- [28] Rollins K, Evans M D, Diehl N B, et al. Shear modulus and damping relationships for gravels [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1998, (5): 396—405.
- [29] Kokusho T. Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range [J]. Soils and Foundations, 1980, (2): 45—60.
- [30] Zen K, Umehara Y, Hamada K. Laboratory tests and in situ seismic survey on vibrationry shear modulus of clayey soils with various plasticities [A]//Proceedings of the 5th Japanese Earthquake

- Engineering Symposium [C]. 1978; 721—728.
- [31] Zen K, Higuchi. Prediction of vibratory shear modulus and damping ratio for cohesive soils [A] // Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering [C]. 1984, (3): 23—30.
- [32] Vucetic M, Dobry R. Effect of soil plasticity on cyclic response [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1991, (1): 89—107.
- [33] Kokusho T, Yoshida Y, Esashi Y. Dynamic properties of soft clays for wide strain range [J]. Soils and Foundation, 1982, (4): 1—18.
- [34] Kim T C, Novak M. Dynamic properties of some cohesive soils of ontario [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1981, (3): 371—389.
- [35] Idriss I M, Dobry R, Singh R M. Nonlinear behaviour of soft clays during cyclic loading [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1978, (12): 1427—1447.
- [36] Vucetic M, Dobry R. Degradation of marine clays under cyclic loading [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1988, (2): 133—149.
- [37] Tan K, Vucetic M. Behaviour of medium and low plasticity clays under simple shear conditions [A] // Proceedings of the 4th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering [C]. 1989: 131—141.
- [38] 李从先, 范代读, 张家强. 长江三角洲地区晚第四纪地层及潜在环境问题 [J]. 海洋地质与第四纪地质, 2000, (3): 1—7.
- [39] 周镜. 岩土工程中的几个问题 [J]. 岩土工程学报, 1999, (1): 2—8.
- [40] 庄海洋. 土-地下结构非线性动力相互作用及其大型振动台试验研究 [D]. 南京工业大学博士学位论文, 2006.
- [41] 陈国兴, 刘雪珠. 南京及其邻近地区新近沉积土的动剪切模量和阻尼比试验研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2004, (8): 167—174.
- [42] Chen Guoxing, Chen Jihua, Liu Xuezhu. Experimental study on dynamic shear modulus ratio and damping ratio of recently deposited soils in the lower reaches of the Yangtze river [J]. 防灾减灾工程学报, 2005, (1): 49—57.
- [43] 陈国兴, 刘雪珠, 朱定华, 等. 南京新近沉积土动剪切模量比与阻尼比的试验研究 [J]. 岩土工程学报, 2006, (8): 1023—1027.
- [44] Chen Guoxing, Liu Xuezhu, Zhu Dinghua, et al. The experimental study on dynamic shear modulus ratio and damping ratio of recently deposited soils in southern area of Jiangsu province in China [A] // International Conference on Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and Rehabilitation [C]. Singapore: World Scientific Publishing Company, 2005: 269—274.
- [45] Chen Guoxing, Liu Xuezhu, Zhu Dinghua. A study on dynamic shear modulus ratio and damping ratio of recently deposited soils for southern region of Jiangsu province along Yangtze river, China [A] // Proceedings of the 4th International Conference on Soft Soil Engineering [C]. London: Taylor & Francis Group, 2006: 245—250.

第5章 土动力特性的室内外试验

大地震震害及国际研究动态表明,土-地基-结构系统的地震性态远没有认识充分,岩土地震工程的研究水平与工程结构的抗震设计要求相比处于落后状态,对许多基本问题尚缺乏研究和合理的分析方法,其中的很多问题是工程上亟待解决的。一方面,土体作为土木建筑结构的地基,以及土坝、码头、岸堤、挡土墙等土工构筑物和天然边坡的材料,其变形和强度对结构的地震破坏影响非常大,在很多情况下甚至起决定作用;另一方面,作为地震波的传播介质,场地土的分布和动力特性对强地震动有着很大的影响,很大程度上决定着工程结构的地震动输入。当前土动力学和岩土地震工程亟待解决的核心问题中,很多必须从实验研究着手提供解决办法。

目前土动力学试验的常用仪器主要有共(自)振柱、动三轴仪、动单剪仪和动态空心圆柱扭剪仪。共(自)振柱和动三轴试验机是土动力学试验的最基本设备,前者可用来测定小变形下土的动剪切(弹性)模量和阻尼比,后者可用来测定土的动强度和变形特性,二者均是目前国内外进行土动力学实验的必备装置。动态空心圆柱扭剪仪是研究土动力特性较完善的仪器,可以控制三个方向的主应力,由于试样中空,试样表面和内部应力分布比较均匀;试样内侧和外侧可分别施加侧压力;能进行排水或不排水试验,可模拟现场各种复杂应力条件,包括主应力轴旋转。

原位测试是研究土动力特性的重要手段。由于技术水平的限制,对于砂土、软土、粗粒土和完整性较差的土,采用取样和室内方法不仅繁琐且测试精度不易保证。在岩土地震工程领域,主要的原位测试方法包括波速试验、地脉动试验、标准贯入试验、静力触探试验等,这里仅介绍波速试验和地脉动试验。

5-1 共(自)振柱试验原理

共(自)振柱试验技术用于室内测定小应变时土的动剪切(弹性)模量和阻尼比。共振柱试验的理论基础是波在土体中的传播理论。在一个圆柱形土试样上施加扭转或轴向振动力,改变驱动频率,直至测出体系的共振频率为止,再根据共振频率及试件的几何尺寸、端部的限制条件等计算出土试样的动剪切(弹性)模量和阻尼比。共(自)振柱试验是测定土的动剪切模量和阻尼比指标的常规室内试验方法。中国、美国、日本、德国、土耳其、墨西哥以及委内瑞拉等国已广泛应用了这种试验技术。目前已发展到用微机控制整个试验过程,包括采样、计算和打印试验结果,特别是在需考虑不多于1000次振动次数的试验中,利用微机控制,按自由振动原理或共振法可方便地完成这种试验。

这种方法的初期发展可追溯到日本阪田(Iida, 1938)^[1]开始进行的研究。当时他仅是利用一个圆柱形砂样进行纵轴向或横向扭转振动时测定试样的共振频率。根据共振

频率及试样的高度,即可计算其波速。自20世纪60年代以来,使用日益广泛。Woods (1978)^[2]详细介绍了将共振柱仪用于岩土地震工程中的发展史。共振柱试验法是一种无损试验技术,土样在相对地不破损情况下,接受来自一端的激振。因此,它的优越性特别表现在试验可逆性和重复性上,从而可以求得十分稳定而准确的结果。

共振柱试验为了求得共振频率,必须逐级加载激振,这样求得共振频率前的振动,相当于预振,会使土试样的性质在产生共振前发生某种程度的改变(Isenhower, 1981)^[3]。因此,20世纪80年代初,美国加州大学在共振柱试验的基础上发展了一种新的试验方法,即自振柱试验法(顾尧章,1984)^[4]。自振柱法改变共振柱法所采用的强迫激振的加荷方法,而是先对土试样做某一角度的扭转,然后把扭力释放,让土试样按其固有特性作自由振动,求得自振频率和振动衰减曲线,并据此计算出土试样的动剪切(弹性)模量和阻尼比。试验表明(Li Xiangsong, 1982)^[5],用自振柱法测得的结果较之共振柱法更为可靠和稳当。陈国兴课题组研制的GZZ-1型共(自)振柱试验机同时具备共振柱法和自振柱法试验功能^[6]。

5-1-1 波在土柱中的传播

由于共(自)振试验的理论基础是波在土体中的传播理论。因此,在了解共(自)振试验原理之前,有必要先了解波在土柱中的传播。

如果只考虑地震动的水平分量,则地震动在水平土层中的传播就可以简化成剪切运动,即与土柱轴向垂直的横向运动(位移) u 在土柱中的传播。假如土柱是弹性体,土柱剪切运动的波动方程为

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (5-1)$$

式中: G 、 ρ ——土的剪切模量和质量密度;

z ——土柱的轴向坐标。

令

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (5-2)$$

式(5-1)可改写为

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = v_s^2 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (5-3)$$

式(5-3)的解可写成如下形式:

$$u = f(v_s t - z) \quad (5-4)$$

式(5-4)中 $f(v_s t - z)$ 是 $v_s t - z$ 的任意函数。设在 t_1 时刻 z_1 点的横向位移为 $u(t_1, z_1)$,则有

$$u(t_1, z_1) = f(v_s t_1 - z_1) \quad (5-5)$$

设在 t_2 时刻 z_2 点的横向位移为 $u(t_2, z_2)$,则有

$$u(t_2, z_2) = f(v_s t_2 - z_2) \quad (5-6)$$

如果 $u(t_1, z_1) = u(t_2, z_2)$,则表明大小为 $u(t_1, z_1)$ 的横向位移在 $t_1 - t_2$ 的时间

间隔内由 z_1 点传播到了 z_2 点。由 $u(t_1, z_1)$ 和 $u(t_2, z_2)$ 的表达式可知, 若 $u(t_1, z_1) = u(t_2, z_2)$, 则必须满足如下条件:

$$v_s t_1 - z_1 = v_s t_2 - z_2 \quad (5-7)$$

由此得

$$v_s = \frac{z_2 - z_1}{t_2 - t_1} \quad (5-8)$$

从式 (5-8) 可以看出 v_s 的物理意义, 它是横向位移在土柱中的传播速度, 即剪切波速。

将 $f(v_s t - z) + g(v_s t + z)$ 代入式 (5-3), 不难证明 $f(v_s t - z) + g(v_s t + z)$ 也是式 (5-3) 的解。这表明土柱的横向位移是由沿 z 轴正向传播的位移和沿 z 轴负向传播的位移叠加而成的。

设土柱的扭转角为 θ , θ 角沿土柱轴向的传播称为扭转运动在土柱中的传播。土柱任一横截面上的扭转力矩 T_r 为

$$T_r = G I_p \frac{\partial \theta}{\partial z} \quad (5-9)$$

式中: I_p ——土柱截面的极惯性矩。

作用于长度为 dz 的土柱微段上的转动惯性的力矩 T_p 为

$$T_p = \rho I_p \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} dz \quad (5-10)$$

由 dz 土柱微段的动力平衡得扭转运动的波动方程为

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = v_s^2 \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} \quad (5-11)$$

式 (5-11) 表明, 只要以扭转角 θ 代替土柱剪切运动波动方程式 (5-3) 中的横向位移 u , 就可以得到扭转运动的波动方程式 (5-11)。此外, 上述关于剪切运动得到的结果对扭转运动也是同样成立的。

设土柱沿轴向的位移为 w , w 沿土柱轴向的传播称为纵向运动在土柱中的传播。纵向运动波动方程为

$$\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = v_p^2 \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \quad (5-12)$$

式中:

$$v_p = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (5-13)$$

式中: E ——土的动弹性模量;

v_p ——纵向位移在土柱中的传播速度, 即纵波波速。

式 (5-12) 表明, 只要以纵波波速 v_p 和纵向位移 w 分别代替土柱剪切运动波动方程式 (5-3) 中的剪切波速 v_s 和横向位移 u , 就可以得到纵向运动的波动方程式 (5-12)。同样, 上述关于剪切运动得到的结果对纵向运动也是成立的。

下面以纵波为例, 说明波在有限长土柱端部发生的现象。首先, 假定土柱端部为自由端。如以 z_0 表示端部的轴向坐标, 则有端部条件:

$$\sigma(t, z_0) = 0 \quad (5-14)$$

因为纵向运动波动方程式 (5-12) 的解为

$$w(t, z) = f(v_{\text{P}}t - z) + g(v_{\text{P}}t + z) \quad (5-15)$$

土柱中的应力为

$$\sigma(t, z) = E \left(-\frac{\partial f}{\partial z} + \frac{\partial g}{\partial z} \right) \quad (5-16)$$

显然, $-E \frac{\partial f}{\partial z}$ 是沿土柱轴向正向传播的纵向位移在土柱中引起的应力, 以 σ_{I} 表示, 而 $E \frac{\partial g}{\partial z}$ 是沿土柱轴向负向传播的纵向位移在土柱中引起的应力, 以 σ_{P} 表示, 则式 (5-16) 改写成

$$\sigma(t, z) = \sigma_{\text{I}}(t, z) + \sigma_{\text{P}}(t, z) \quad (5-17)$$

将式 (5-17) 代入自由端端部条件式 (5-14) 得

$$\sigma_{\text{I}}(t, z_0) = -\sigma_{\text{P}}(t, z_0) \quad (5-18)$$

式 (5-18) 表明, 沿土柱轴向正向传播的纵波和沿土柱轴向负向传播的纵波在自由端所产生的应力大小相等、方向相反。由于在土柱端部反向传播的纵波是正向传播的纵波的反射波, 因此, 如果沿土柱轴向正向传播的纵波是压缩波, 则在自由端部反射回来就成为一个大小相等的拉伸波; 反之, 如果沿土柱轴向正向传播的纵波是拉伸波, 则在自由端部反射回来就成为一个大小相等的压缩波。

如果土柱端部为固定端, 则端部条件为

$$w(t, z_0) = 0 \quad (5-19)$$

将式 (5-15) 代入固定端端部条件式 (5-19) 得

$$f(v_{\text{P}}t - z_0) = -g(v_{\text{P}}t + z_0) \quad (5-20)$$

则可得

$$\sigma_{\text{I}}(t, z_0) = \sigma_{\text{P}}(t, z_0) \quad (5-21)$$

式 (5-21) 表明, 如果沿土柱轴向正向传播的纵波是压缩波, 则在固定端部反射回来仍为一个大小相等的压缩波; 反之, 如果沿土柱轴向正向传播的纵波是拉伸波, 则在固定端部反射回来仍为一个大小相等的拉伸波。这样, 不论是拉伸波还是压缩波, 当在固定端部反射时固定端处的应力将加倍。

5-1-2 共振柱试验原理

共振柱试验的工作原理可简化成图 5-1 所示的模型。图中圆柱形土试样的底端固定, 试样的顶端附加一个集中质量块, 并通过该质量块对试样施加垂直轴向振动或水平扭转振动。试样的高度为 H 。当土柱的顶端受到周期荷载作用而处于强迫振动时, 这种振动将由柱体顶端以波动形式

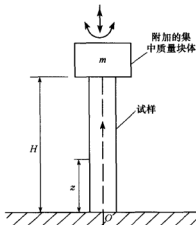


图 5-1 共 (自) 振柱试验原理图

沿柱体向下传播,使整个柱体处于振动状态。振动引起的轴向位移 u 或扭转角 θ 是位置坐标 z 和时间 t 的函数,即 $u=u(z, t)$ 或 $\theta=\theta(z, t)$ 。把试样视为弹性体,并忽略试样横向尺寸的影响,根据一维波动理论,有限长土柱的纵向振动和扭转振动具有相同形式的波动方程,可写成如下的统一形式:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = v^2 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (5-22)$$

式中: u ——对纵向振动表示纵向位移 w , 对水平扭转振动表示扭转角 θ ;

v ——对纵向振动表示纵波波速 v_p , 对水平扭转振动表示剪切波速 v_s 。

按变量分离法解式 (5-22), 设

$$u = U(z)Z(t) \quad (5-23)$$

由于 $\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = U(z) \frac{d^2 Z(t)}{dt^2}$, $\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = Z(t) \frac{d^2 U(z)}{dz^2}$, 因此, 将式 (5-23) 代入式 (5-22) 得

$$U(z) \frac{d^2 Z(t)}{dt^2} = v^2 Z(t) \frac{d^2 U(z)}{dz^2}$$

即

$$\frac{d^2 U(z)}{dz^2} - \frac{1}{v^2 Z(t)} \frac{d^2 Z(t)}{dt^2} U(z) = 0$$

令 $A^2 = -\frac{1}{v^2 Z(t)} \frac{d^2 Z(t)}{dt^2}$, 则

$$\frac{d^2 U(z)}{dz^2} + A^2 U(z) = 0 \quad (5-24a)$$

$$\frac{d^2 Z(t)}{dt^2} + v^2 A^2 Z(t) = 0 \quad (5-24b)$$

则式 (5-24a) 的解为

$$U(z) = a \sin Az + b \cos Az \quad (5-25)$$

有限长土柱的边界条件如下:

$z=0$, 固定端, 边界条件为: $u=0$, 即 $U(0)=0$

$z=H$, 自由端, 边界条件为: $\Omega=0$ 即 $\left. \frac{\partial U(z)}{\partial z} \right|_{z=H} = 0$

这里, Ω 对纵向振动为轴向应力; 对水平扭转振动为剪应力。

因此, 根据固定端边界条件, 有 $b=0$, 则

$$U(z) = a \sin Az \quad (5-26)$$

根据自由端边界条件, 有

$$\cos AH = 0 \quad (5-27)$$

$$A = \frac{n\pi}{2H} \quad n = 1, 3, 5, \dots \quad (5-28)$$

因此, 由式 (5-26) 可得

$$U_n(z) = a_n \sin \frac{n\pi}{2H} z \quad n = 1, 3, 5, \dots \quad (5-29)$$

称 $U(z)$ 为土柱的自振振型。

式 (5-24b) 的解为

$$Z(t) = c \sin(\omega t + \delta) \quad (5-30)$$

式中:

$$\omega = Av \quad (5-31)$$

将式 (5-28) 代入式 (5-31) 可得

$$\omega_n = \frac{n\pi v}{2H} \quad n = 1, 3, 5, \dots \quad (5-32)$$

式中: ω ——土柱的自振圆频率。

这样, 以不同频率激振土柱, 可求得土柱的反应与激振频率的关系曲线, 据此可确定出共振频率。由于共振发生于激振频率与土柱某一振型的自振频率相等的条件下, 所确定的共振频率就是土柱的某一自振频率。假定共振频率为 f , 相应的圆频率为 $2\pi f$ 。因此, 由式 (5-32) 可得

$$v = \frac{4fH}{n} \quad (5-33)$$

取 $n=1$, 即相应于第一振型的自振频率, 则有

对纵向振动, 土的弹性模量为

$$E = \rho v_p^2 = \rho(4fH)^2 \quad (5-34)$$

对水平扭转振动, 土的剪切模量为

$$G = \rho v_s^2 = \rho(4fH)^2 \quad (5-35)$$

以上给出了共振柱试验的原理。但在实际的试验中必须激振土柱并测定它的运动, 为此, 要将激振和测量元件附加于土柱的端部, 这样就改变了土柱的边界条件。如果在自由端附加了质量为 m_0 、极惯性矩为 I_0 的元件, 则原自由端的边界条件 $\Omega=0$ 不再成立。

对纵向振动, 因附加块体而作用在自由端的惯性力为

$$F = -m_0 \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (5-36)$$

纵波在自由端产生的轴应力为

$$\sigma = E \frac{\partial u}{\partial z} \quad (5-37)$$

因此, 有

$$ES \frac{\partial u}{\partial z} = -m_0 \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (5-38)$$

式中: S ——土柱的横截面积。

$$\frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\partial U(z)}{\partial z} c \sin(\omega t + \delta) \quad (5-39)$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\omega^2 U(z) c \sin(\omega t + \delta) \quad (5-40)$$

将式 (5-39) 和式 (5-40) 代入式 (5-38), 可得

$$ES \frac{\partial U(z)}{\partial z} = m_0 \omega^2 U(z) \quad (5-41)$$

将式 (5-29) 代入式 (5-41), 可得

$$ES \frac{\omega_n}{v_p} \cos \frac{\omega_n z}{v_p} = m_0 \omega_n^2 \sin \frac{\omega_n z}{v_p} \quad (5-42)$$

注意, 这里 $Z=H$, 将式 (5-42) 简化后, 则有

$$ES = m_0 \omega_n v_p \tan \frac{\omega_n H}{v_p} \quad (5-43)$$

由于 $E = \rho v_p^2$, 代入式 (5-43) 可得

$$\frac{\rho S}{m_0} = \frac{\omega_n}{v_p} \tan \frac{\omega_n H}{v_p} \quad (5-44)$$

即

$$\frac{\rho S H}{m_0} = \frac{\omega_n H}{v_p} \tan \frac{\omega_n H}{v_p} \quad (5-45)$$

这里, $\rho S H$ 为试样的质量, 记为 M 。则有

$$\frac{M}{m_0} = \frac{\omega_n H}{v_p} \tan \frac{\omega_n H}{v_p} \quad (5-46)$$

令

$$\beta_n = \frac{\omega_n H}{v_p} \quad (5-47)$$

则有

$$\frac{M}{m_0} = \beta_n \tan \beta_n \quad (5-48)$$

此即为纵向振动时的频率方程。

由此, 只要知道土试样质量与附加块体质量的比值, 由式 (5-48) 即可算出 β_n , 则由式 (5-47) 可得

$$v_p = \frac{2\pi f_n H}{\beta_n} \quad (5-49)$$

式中: f_n ——共振柱试验测得的土柱试样纵向振动的固有频率。

因此, 土的动弹性模量 E 为

$$E = \rho v_p^2 = \rho \left(\frac{2\pi f_n H}{\beta_n} \right)^2 \quad (5-50)$$

通常, 取 $n=1$, 即第一自振频率 f_1 , 此时有

$$E = \rho v_p^2 = \rho \left(\frac{2\pi f_1 H}{\beta_1} \right)^2 \quad (5-51)$$

因此, 土的动剪切模量 G 为

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5-52)$$

式中: ν ——土的泊松比; 对饱和土, 可取 $\nu=0.50$ 。

对于土的阻尼比, 可通过改变强迫振动频率, 画出完整的幅频曲线 (见图 5-2),

再以 0.707 倍共振峰值截取曲线, 得出两个频率 f_1 及 f_2 , 可按式计算阻尼比 λ :

$$\lambda = \frac{1}{2} \left(\frac{f_2 - f_1}{f_n} \right) \quad (5-53)$$

5-1-3 自振柱试验原理

自振柱试验的工作原理是利用特制的装置对一个圆柱形土试样施加扭矩, 使之产生扭转振动,

测量自由振动衰减曲线, 计算出土试样的动剪切模量和阻尼比。自振柱试验的工作原理也可简化成图 5-1 所示的模型, 图中圆柱形土试样的底端固定, 试样的顶端附加一个集中质量块, 并通过该质量块对试样施加水平扭转振动, 使整个柱体处于振动状态。振动引起的扭转角 θ 是位置坐标 z 和时间 t 的函数, 扭转振动的微分方程由式 (5-11) 表示, 其一般解 $\theta(z, t)$ 可表示为

$$\theta(z, t) = U(z)Z(t) \quad (5-54)$$

将式 (5-54) 代入式 (5-11), 可求得

$$U(z) = A \sin\left(\frac{\omega z}{v_s}\right) \quad (5-55)$$

$$Z(t) = C e^{-\lambda \omega t} \sin(\omega_d t + \varphi) \quad (5-56a)$$

$$\omega_d = \omega \sqrt{1 - \lambda^2} \quad (5-56b)$$

式中: λ ——土的阻尼比;

ω ——土试样扭转振动的自振圆频率。

A 、 C 、 φ ——待定常数。

根据土柱端部的边界条件, 可得扭转振动的频率方程为

$$\frac{I}{I_0} \beta_n \tan \beta_n = 1 \quad (5-57a)$$

式中:

$$\beta_n = \frac{\omega_n H}{v_s} = \frac{2\pi f_n H}{v_s} \quad (5-57b)$$

式中: I_0 ——附加块体的质量极惯性矩;

I ——土试样的质量极惯性矩;

f_n ——土试样水平扭转振动的自振频率。

由此可得

$$v_s = \frac{2\pi f_n H}{\beta_n} \quad (5-58)$$

因此, 土的动剪切模量 G 为

$$G = \rho v_s^2 = \rho \left(\frac{2\pi f_n H}{\beta_n} \right)^2 \quad (5-59)$$

通常, 取 $n=1$, 即第一自振频率 f_1 , 此时有

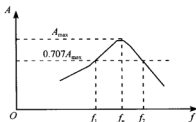


图 5-2 共振柱试验测得的幅频曲线

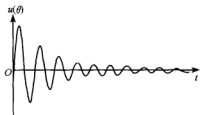


图 5-3 扭转自由振动切向位移衰减曲线

$$G = \rho v_s^2 = \rho \left(\frac{2\pi f_1 H}{\beta_1} \right)^2 \quad (5-60)$$

土试样的切向位移 u 与扭转角 θ 成正比, 当土试样的变形处于小应变幅时, 有 $\lambda \ll 1$, 其扭转自由振动衰减曲线如图 5-3 所示。由图可见, 如果定义同一侧相继两个振幅的时间间隔为自由振动的周期, 则其振动周期是逐渐变小的。通常, 取自振柱试验自由振动衰减曲线前几个周期的平均值作为土试样的自振周期 T , 由 $f = \frac{1}{T}$ 可得土试样的自振频率。据此, 可由式 (5-60) 求得土的动剪切模量 G 。

由式 (5-56) 可得, 土试样扭转自由振动切向位移 u 相继两个振幅 u_n 和 u_{n+1} 分别为

$$u_n \propto e^{-\lambda \omega t_n} \quad (5-61)$$

$$u_{n+1} \propto e^{-\lambda \omega (t_n + T)} \quad (5-62)$$

相继两个振幅 u_n 和 u_{n+1} 之比为

$$\frac{u_n}{u_{n+1}} = e^{\lambda \omega T} \quad (5-63)$$

注意到 $\omega \approx \omega_1$, $T = \frac{2\pi}{\omega_1}$, 对上式两边取对数, 并记

$$\Delta = \ln \left(\frac{u_n}{u_{n+1}} \right) \quad (5-64)$$

式中: Δ ——自由振动的对数衰减率。

因此, 土试样的阻尼比可按式 (5-65) 计算:

$$\lambda = \frac{1}{2\pi} \Delta \quad (5-65)$$

5-2 动三轴试验原理

动三轴试验是由静三轴试验发展而来的, 在轴向是在施加轴向静应力的条件下叠加模拟的动应力, 在施加动应力的过程中测得土试样的动态反应, 如轴向动应力 σ_d 与动应变 ϵ_d 的关系、轴向动应力 σ_d 与振动孔隙水压力 u_d 的关系等, 据此推算出土的动本构模型参数, 以及土的动强度、动变形指标值等。

5-2-1 动三轴试验的基本类型

动三轴仪按激振方式的不同可分为电磁式、机械(惯性)式、气动式和液压式(电液伺服式)。尽管激振方式不同, 但其工作原理和结构基本类似。

电磁式振动三轴仪是我国独立开发研制的, 是一种具有中国特色的土动力学试验仪器。它的特点是用电磁激振器施加动应力, 静侧压和静轴压都是用气压施加。这是一种

比较实用的动三轴仪。

机械(惯性)式振动三轴仪是在偏心轮式振动台上固定一个可加固结应力的三轴室,砝码作轴向静压,振动时此质量产生惯性力加在试样的顶部。

气动式振动三轴仪的原理是通过阀门将恒定气压转换成循环变化的气压,此波动气压推动气动活塞产生振动力。现在的气动式振动三轴仪用气动伺服阀来产生波动气压,代表性产品有美国的气动三轴仪。电液伺服式振动三轴仪,代表性产品有日本园井和SUM公司的振动三轴仪。这类动三轴仪有出力大、功能复杂、价格高的特点。这类动三轴仪的运行费用相对也较高。

动三轴仪按试验方式的不同分为单向振动和双向振动两种形式。

1. 单向振动

单向振动三轴仪的侧压恒定,土试样的侧向压力保持静态恒定,通过周期性的改变竖向轴压的大小,使土试样轴向经受循环变化的大主应力,从而在土试样中产生循环变化的正应力与剪应力。

动荷载以动应力表示,以峰值表示动荷载的大小,在试验中以半波峰值称之。在土试样上加振幅为 σ_d 的往返荷载后土样的应力情况如图5-4所示。在施加往返荷载后,土试样内45°斜面上产生的法向应力为 $\sigma'_c \pm \frac{\sigma_d}{2}$,此斜面上的动剪应力值为正负交变的 $\frac{\sigma_d}{2}$ 。在加动应力时需保持 σ_d 小于轴向静应力 σ'_c ,也即不出现 $\sigma'_c - \sigma_d < 0$ 的情况。因此,单向激振动三轴仪进较大应力比 $\frac{\sigma'_c}{\sigma_{3c}}$ 下的液化试验很难做到。

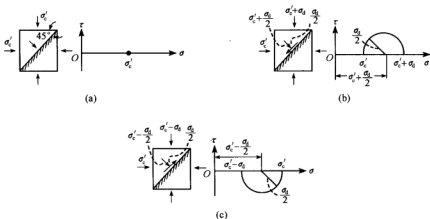


图5-4 单向振动三轴试验应力状态

2. 双向振动

双向振动三轴仪也称变侧压动三轴仪,是针对单向振动三轴仪的不足而设计的,其

试验应力状态如图 5-5 所示。此种动三轴仪在施加动应力时, 控制竖向应力与水平向应力同时变化, 且二者以 180° 的相位差交替施加动应力。

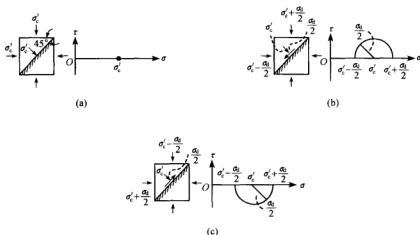


图 5-5 双向振动三轴试验应力状态

在施加这样一组往返动应力 $\pm \frac{\sigma_d}{2}$ 后, 土试样 45° 斜面上产生的正应力 σ'_c 保持不变, 动剪应力值为正负交替 $\frac{\sigma_d}{2}$, 从而可以在不受应力比 $\frac{\sigma'_1}{\sigma'_{3c}}$ 局限的条件下模拟土层所受的往返地震剪应力作用。因此, 双向振动三轴试验能更真实地模拟地震时的应力状态。

下面讨论一下单向振动和双向振动三轴试验之间的关系。由于单向振动三轴试验是先对土试样施加均等有效固结应力 σ'_c , 然后施加幅值为 σ_d 的往返荷载, 不允许排水, 如图 5-6 (a) 所示。在施加往返荷载过程中, 可以测量土试样的轴向应变和振动孔隙水压力。现在的问题是图 5-6 (a) 所示的荷载如何产生与图 5-5 所示的等效应力状态? 即如何产生图 5-6 (b)、图 5-6 (e) 所示的应力状态? 这可解释如下: 图 5-6 (b) 所示的应力状态由图 5-6 (c)、图 5-6 (d) 所示的应力状态叠加而得, 图 5-6 (d) 所示的应力状态的作用是使土试样的振动孔隙水压力减小 $\frac{\sigma_d}{2}$ 而不会引起轴向应变, 这样, 图 5-6 (b) 所示的应力状态的作用可从图 5-6 (c) 所示的应力状态的作用减去振动孔隙水压力 $\frac{\sigma_d}{2}$ 而得到; 图 5-6 (e) 所示的应力状态由图 5-6 (f)、图 5-6 (g) 所示的应力状态叠加而得, 图 5-6 (g) 所示的应力状态的作用是使土试样的振动孔隙水压力增大 $\frac{\sigma_d}{2}$ 而不会引起轴向应变, 这样, 图 5-6 (e) 所示的应力状态的作用可从图 5-6 (f) 所示的应力状态的作用加上振动孔隙水压力 $\frac{\sigma_d}{2}$ 而得到。

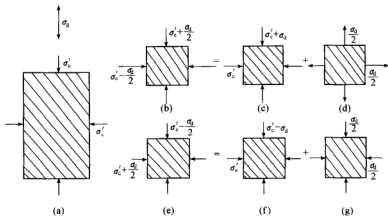


图 5-6 单向振动和双向振动三轴试验应力状态之间的关系

可见，单向振动产生的孔隙水压力在压半周时比双向振动时大 $\frac{\sigma_d}{2}$ ，在拉半周时则比双向振动时小 $\frac{\sigma_d}{2}$ ，因此，经过孔压修正，单向振动三轴仪试验的结果也可满足理论分析的要求。这样，双向振动三轴仪的发展几乎停止了，其重要的原因是双向振动二个动应力的差值不易控制。

5-2-2 动三轴试验条件的选择

土动力特性指标的大小取决于土的特性、动荷载条件、应力状态和排水条件。因此，在解决某一实际问题而提供土动力特性指标时，应从这四方面尽可能地模拟实际情况。

1. 土的特性

主要是模拟实际土体的粒度、含水量、密实度和土的结构。对于原状土试样，只需注意土试样在其制样过程中不受到扰动即可；对于制备的扰动土试样，则主要是含水量和密实度；对于饱和砂土，主要是密实度。在粒度、含水量、密实度相同的情况下，不同的土试样制备方法而引起土结构的不同，对土动力特性的试验结果有很大的影响。因此，对于重大工程，必须采用未扰动的原状土试样进行土动力试验。

2. 动荷载条件

主要是模拟动力作用的波形、方向、频谱特性和持续时间。模拟地震动作用时，可以采用 Seed 和 Idriss (1971)^[7]的方法，将随机地震动用等效的简谐波代替，简谐波的剪应力幅值取 0.65 倍往返地震剪应力最大幅值，简谐波的往返次数按模拟的地震震级确定，如震级 6.5、7、7.5、8 级时，分别取 8、12、20 和 30 次，加载频率为 1~2 Hz，地震动作用方向按水平剪切波考虑。这是目前动三轴试验中最常用的方法。

3. 应力状态

主要是模拟在静、动荷载下现场土的实际应力状态。动三轴试验中,地震前的固结应力常用 σ'_{1c} 和 σ'_{3c} 表示,地震时的应力可用 σ'_{1e} 和 σ'_{3e} 表示。

对于水平场地情况 [图 5-7 (a)], 由于地震波可以认为是垂直向上传播的 SH 波, 因此, 在地面下任一深度 Z 处, 地震前土中的应力为 $\sigma'_e = \sigma'_0 = \gamma'Z$, $\tau_e = 0$; 地震时 $\sigma'_e = \sigma'_0$, $\tau_e = \pm \tau_d$ 。在动三轴试验中, 这种应力状态用均等固结时土试样 45° 斜面上的应力状态来模拟: 当 $\sigma'_{1c} = \sigma'_{3c} = \sigma'_0$ 时, 45° 斜面上的法向应力 $\sigma'_e = \sigma'_0$, 切向应力 $\tau_e = 0$; 施加动荷载后, $\sigma'_{1e} = \sigma'_{1c} \pm \frac{\sigma_d}{2} = \sigma'_0 \pm \frac{\sigma_d}{2}$, $\sigma'_{3e} = \sigma'_{3c} \mp \frac{\sigma_d}{2} = \sigma'_0 \mp \frac{\sigma_d}{2}$, 在 45° 斜面上的法向应力 $\sigma'_e = \sigma'_0$, 切向应力 $\tau_e = \tau_d = \pm \frac{\sigma_d}{2}$ 。因此, 水平场地的地震作用可用土试样 45° 斜面的应力状态来模拟。

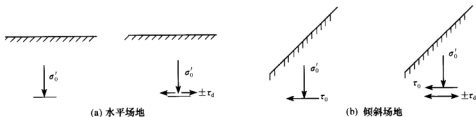


图 5-7 土体的现场应力条件

对于倾斜场地 (见图 5-7), 在地面下任一深度 Z 处, 地震前土中的应力为 $\sigma'_e = \sigma'_0 = \gamma'Z$, $\tau_e = \tau_0$; 地震时 $\sigma'_e = \sigma'_0$, $\tau_e = \tau_0 \pm \tau_d$ 。在动三轴试验中, 这种应力状态用偏压固结时土试样 45° 斜面上的应力状态来模拟:

$$\text{动荷施加前: } \sigma'_{1c} > \sigma'_{3c}, \sigma'_e = \sigma'_0 = \frac{\sigma'_{1c} + \sigma'_{3c}}{2}, \tau_e = \tau_0 = \frac{\sigma'_{1c} - \sigma'_{3c}}{2}.$$

$$\text{动荷施加后: } \sigma'_{1e} = \sigma'_{1c} \pm \frac{\sigma_d}{2}, \sigma'_{3e} = \sigma'_{3c} \mp \frac{\sigma_d}{2}; \sigma'_e = \sigma'_0, \tau_e = \tau_0 \pm \frac{\sigma_d}{2}.$$

4. 排水条件

主要模拟由于土的不同排水边界对地震动作用下孔隙水压力发展实际速率的影响。目前, 考虑到地震动作用的瞬时性, 一般认为地震动作用期间土处于不排水状态, 动三轴试验在不排水条件下进行。

5-3 GZZ-1 型共 (自) 振柱仪的研制与性能试验

陈国兴课题组 (2002, 2003)^[6,7] 自行研制了一台 GZZ-1 型共 (自) 振柱仪。该 GZZ-1 型共 (自) 振柱仪是在中国地震局工程力学研究所研制的 GZ-1 型共振柱仪的基

基础上,吸收同类型共(自)振柱仪各方面的成功经验,经不断改进,自行设计、制作而成的。GZZ-1型共(自)振柱仪既可以进行共振柱试验,也可以进行自振柱试验,并与自行研制的DSZ-1型动三轴仪共用一套控制系统。

5-3-1 共(自)振柱仪的工作原理

GZZ-1型共(自)振柱仪系统的工作原理如图5-8所示。这是一套用计算机操纵的试验测试系统,由三个分系统组成:(a)计算机系统;(b)驱动系统;(c)加速度计系统。

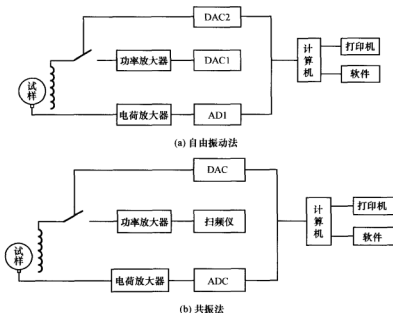


图 5-8 共(自)振柱仪的工作原理框图

计算机系统由计算机及打印机组成。根据编制好的试验程序,计算机发出指令来控制驱动加载系统。计算机系统还有整理、计算试验资料和打印出计算结果的功能。

驱动系统由数模转换器、衰减器、功率放大器组成,其作用是在试件顶部施加一个扭矩以产生角位移。驱动系统的输入是计算机的指令,而输出是驱动线圈的电压。这种驱动系统实际上是一个带有外部功率放大器、由计算机发出控制扭矩的系统。

加速度计系统由加速度计、电荷放大器、数模转换器组成。加速度计在试验过程中将试件顶部加速度转换成电讯号后输出,由电荷放大器加以放大。用数模转换器把放大器的输出电压转换成数字量,由计算机贮存和进一步处理。

共振试验法是在试件上施加一个正弦波形的外力,在改变频率的同时测量振幅反应,通过对频率的量测并反复调整使试件在一定振幅下共振,最后测取此共振时的频率,再根据此共振频率计算出试件的动力参数。信号发生器的正弦波信号经功率放大器放大后送入驱动线圈,扭转力通过传力件经上加压盖加至试件顶部。同时,受力后试件

的反应通过加速度计及前置放大器送至电子示波器,通过监视振幅的方法决定共振点。共振频率可由频率计直接读取。

自由振动试验法是在试样顶部缓慢施加一个扭转力,然后突然释放,让试样及试样顶部的扭转激振器一起产生自由振动,由计算机采集振幅衰减曲线,计算相应的动模量等指标。

5-3-2 共(自)振柱仪成套设备

GZZ-1型共(自)振柱仪的结构如图5-9所示。激振机构有两个,一个是轴向激振器,另一个是扭转激振器。轴向激振器与三轴电磁激振装置大体相同,只不过是磁缸是永久磁铁。扭转激振器由四个线圈与永久磁铁组成(见图5-10)。它们分别产生轴向、扭转激振力。激振器与试件全部放置在用有机玻璃密封的容器内。

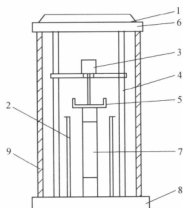


图 5-9 GZZ-1 型共(自)振柱试验的结构

1. 上固定盖；2. 扭力支架；3. 纵向激振器；4. 支架；
5. 扭力激振器；6. 上压盖；7. 土样；8. 底座；9. 有机玻璃罩，允许最大侧向压力：450kPa

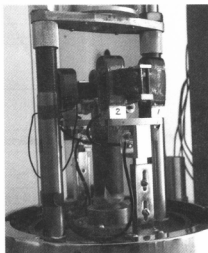


图 5-10 扭转激振器

1. 技术指标

试样尺寸： $\phi 39.1 \text{ mm} \times 80 \text{ mm}$ (直径 \times 高度)，实心试样。

轴向最大激振力：20 N。

最大扭转力矩：60 N \cdot cm。

频率范围：轴向：0~500 Hz；

扭转：0~150 Hz。

应变范围：剪应变： $5 \times 10^{-6} \sim 5 \times 10^{-4}$ ；

轴向应变： $5 \times 10^{-6} \sim 5 \times 10^{-4}$ 。

2. 自由振动试验法的系统配置

- (1) 微型计算机;
- (2) 打印机;
- (3) A/D、D/A 数据采集转换卡;
- (4) 电荷放大器;
- (5) 直流功率放大器;
- (6) 加速度传感器;
- (7) 控制及数据处理软件。

3. 共振试验法的系统配置

- (1) 信号发生器;
- (2) 功率放大器;
- (3) 加速度计;
- (4) 电荷放大器;
- (5) 电子示波器;
- (6) 频率计;
- (7) 控制及数据处理软件。

GZZ-1 型共(自)振柱仪成套设备见图 5-11。

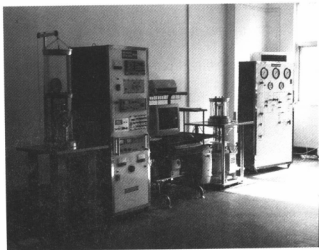


图 5-11 GZZ-1 型共(自)振柱和 DSZ-1 型动三轴仪
(左: 共(自)振柱; 右: 动三轴)

5-3-3 共(自)振柱仪设计要点

共(自)振柱仪与其他室内动力试验设备相比, 不同之处是在试样不破损情况下,

即在小应变范围内,研究土动力性质的一种试验设备,具有激振力比较小、激振频率比较高、测量精度要求高等特点,这就给设计共(自)振柱仪带来与其他土工动力试验设备不同的新课题。

1. $\frac{I}{I_0}$ 值在共振时与振动扭转角 θ 沿轴线分布的关系

试件的长度与波长相比若愈短,则试件内的角位移分布愈接近直线。也即,试件内应力分布愈均匀。比较图 5-12 (a) 和图 5-12 (b) 两种情况可以看出,试件顶部放置质量块体,能使试件内的应变趋于比较均匀,特别是在 $\frac{I}{I_0}$ 值接近于 0.5 时,剪应变的分布就更均匀一些。

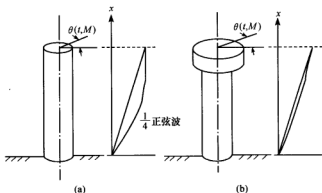


图 5-12 共振时扭转角沿轴线分布

Drnevich 和 Richart 等设计的共振柱仪的 $\frac{I}{I_0}$ 值为 0.31, 美国加州大学戴维斯分校 Stoke 式共振柱仪的 $\frac{I}{I_0}$ 值是 0.007。中国地震局工程力学研究所 GZ-1 型共振柱仪的 $\frac{I}{I_0}$ 值约为 0.074~0.0090。GZZ-1 共振柱仪 $\frac{I}{I_0}=0.0082$ 。

设计中除了考虑这一因素外,主要考虑应有足够的驱动力, I_0 值不能太小。

2. 扭转振动时试样的端部连接

为了传递扭矩,试样的顶部与上压盖、底端与下固定座之间必须连接好,否则就不能传递扭矩。如果只靠平面之间相互摩擦,是达不到传递扭矩要求的。为使它们之间牢固连接,需在底座与试样结合的表面上黏结锋刃刀片,刀片用胶黏结在事先加工好的条状沟槽中。试样放置在底座上之后,这些刀片也嵌入土试样中,上顶端也是如此。扭转振动时土样端面就不会产生相对移动。试验结果证明联结效果很好。

3. 驱动系统质量极惯性矩 I_0 的标定

扭转共振试验中必须知道加在试样顶部转动部分的质量极惯性矩 I_0 值。由于转动

部分的形状一般比较复杂,用计算方法确定 I_0 值比较难。研制小组采用基于 Funuo Tafsoka 等提出的一种简化方法改进而成的方法,称为标定试件 A 法。

标定试件 A 法利用同一标定杆,分别测定只有驱动组件的共振频率 f_0 和另加已知质量极惯性矩为 I_1 值的刚性块体后的共振频率 f_1 ,如图 5-13 所示。两种情况的共振频率和质量极惯性矩之间存在如下关系:

$$I_0 = \frac{I_1}{\left(\frac{f_0}{f_1}\right)^2 - 1} \quad (5-66)$$

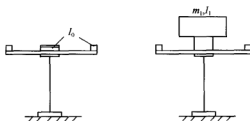


图 5-13 标定原理示意图

共振频率用共振法测量。使标定系统做强迫振动,用示波器监视微调频率至振幅最大即共振频率点、初测频率及加速度计系统的输出电压,计算出此时相当于试样上的剪应变大小,并根据此数调节输出电压在剪应变变为 1×10^{-4} 的相应电压值附近,微调频率至共振点。按上述方法测得所需的频率 f_0 和 f_1 值。

标定所加的质量块为作振动用的附加质量块,其质量为 1820.3 g,质量极惯性矩 $I_1 = 14.034 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$,几次标定的平均值为 $f_0 = 13.333 \text{ Hz}$ 和 $f_1 = 11.777 \text{ Hz}$,最后得 $I_0 = 49.818 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$ 。

5-3-4 共(自)振柱仪的性能试验

GZZ-1 型共(自)振柱仪研制成功后,用现场采取的土样进行了性能试验。土样取自南京河西地区及某长江大桥两个工程场地,主要为淤泥质粉质黏土与粉砂互层土、砂土两种代表土层。各土试样的基本情况见表 5-1。

表 5-1 土试样基本情况

土的名称	取土深度/m	密实度	重度 $\gamma/(\text{kN/m}^3)$
粉砂	6.20~6.40	稍密	18.36
粉砂	25.3~25.5	中密	18.75
粉砂	40.8~41.0	密实	18.86
细砂	20.6~20.8	密实	20.4
粗砂	44.2~44.4	密实	20.5
粉砂夹淤泥质粉质黏土	7.4~7.6	—	19.9
南京粉砂(河西地区)	43.3~43.6	中密	20.0
淤泥质粉质黏土与粉砂互层土(河西地区)	12.0~12.3	稍密	18.8

自振柱试验土样尺寸: 直径 $D=3.91$ cm, 高 $H=8.00$ cm。试样均为原状样, 给试样施加不同的等向固结围压并使其固结, 采用自振柱法试验, 逐级施加振动应力, 测取试样自振时的自振频率和相应的剪应变、阻尼振动线, 计算动剪切模量和阻尼比。图 5-14 为试验得到的 8 种土样的动剪切模量比 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_s$ 曲线以及阻尼比 $\lambda-\gamma_s$ 曲线^[7]。

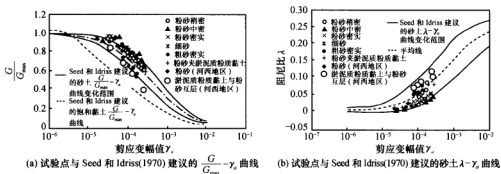


图 5-14 8 种土样的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_s$ 和 $\lambda-\gamma_s$ 曲线

图 5-14 (a) 中实线为 Seed 和 Idriss (1970) 建议的砂土 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_s$ 曲线的变化范围^[8], 虚线是饱和黏土的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_s$ 曲线。某长江大桥场地的砂土和粉砂夹粉质黏土试验点都落于 Seed 和 Idriss (1970) 建议的 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_s$ 曲线平均线和上限边界附近, 说明由于黏粒含量的影响, 该场地的砂土具有比一般砂土更高的塑性。南京河西地区粉砂和淤泥质粉质黏土与粉砂互层土的试验点基本上都落于 Seed 和 Idriss 建议的砂土 $\frac{G}{G_{\max}}-\gamma_s$ 曲线下限边界附近, 而偏离黏性土较远, 更接近干砂土的特性。

图 5-14 (b) 中实线为 Seed 和 Idriss 建议的砂土阻尼比的变化范围, 虚线为阻尼比平均线。可以看出, 某长江大桥场地的砂土和粉砂夹淤泥质粉质黏土的试验点都落在 Seed 和 Idriss 建议的砂土的 $\lambda-\gamma_s$ 曲线变化范围的下边界附近, 在相同应变幅值条件下, 表现出比一般砂土要低的阻尼比; 而京河西砂土和淤泥质粉质黏土与粉砂互层土试验点落在上限和平均线之间, 阻尼比比一般砂土要高。

以上性能试验表明, GZZ-1 型共 (自) 振柱仪动态响应好, 运行可靠, 操作方便, 其试验成果与前人采用其他土动力试验设备得到的结论一致, 具有较高的试验精度。

5-4 DSZ-1 型动三轴仪的研制与性能试验

陈国兴课题组 (2002)^[6,10] 自行研制了 DSZ-1 型动三轴仪。该 DSZ-1 型动三轴仪是在中国地震局工程力学研究所早期研制的动三轴仪的基础上, 吸收其他同类型动三轴仪

的优点,经改进,自行设计、制作而成的。该动三轴仪可以测定土在动应力作用下的应力、应变和孔隙水压力的变化过程,从而确定土在动应力作用下的破坏强度(或液化强度)、应变大于 10^{-4} 时的动弹性(剪切)模量和阻尼比等动力特性指标,并与自行研制的GZZ-1型共(自)振柱仪共用一套控制系统。

5-4-1 DSZ-1 型动三轴仪的工作原理

DSZ-1 型电磁振动三轴仪,可分成主机、气压管路、振动控制和测试四部分。DSZ-1 型动三轴仪由计算机控制,试验过程中的动应力、动变形和振动孔压也由计算机采集并进行处理,控制和测试成为有机联系的系统,如图 5-15 所示。

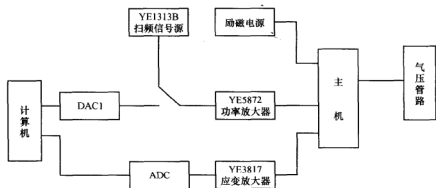


图 5-15 动三轴仪整机框图

传统控制装置一般由信号发生器、过零启动和计数显示器等组成。DSZ-1 型动三轴仪由计算机控制,通过数模转换器逐点给出试验波形,经滤波平滑后送至功率放大器。目前动三轴试验采用 1 Hz 正弦波。DSZ-1 型动三轴仪配置的 YE5872 功率放大器(200W),具有电性能好、稳定性好、工作可靠等特点。由于该系统与 GZZ-1 型共(自)振柱仪共用一套控制系统,因此,还配置了 YE1313 正弦低频扫频模拟信号源,最低信号频率为 1 Hz,供 GZZ-1 共振柱仪在共振试验法使用。励磁电源给电磁动应力发生器(激振器)提供激励直流电源,配合不同试验,输出可调。该电源系自行配制,线路示意图见图 5-16。磁场励磁电源做成可调式,在做液化试验时降低激振器磁缝磁场,增大动圈的振动

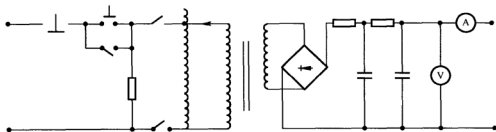


图 5-16 励磁电源原理图

功率,以达到液化试验时因变形增加,将动应力减少控制在10%左右的目的。

DSZ-1型动三轴仪的控制有常规控制(模拟信号)式和微机控制(数控)式两套控制系统。其组成包括主机、静力控制系统、动力控制系统和量测系统。主机结构示意图如图5-17所示。

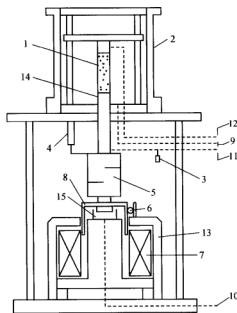


图 5-17 电磁式振动三轴仪的结构示意图

1. 试样; 2. 压力室; 3. 孔隙水压力传感器; 4. 变形传感器; 5. 拉压力传感器; 6. 导轮; 7. 励磁线圈(定圈); 8. 激振线圈(动圈); 9. 接侧压力稳压罐系统; 10. 接垂直压力稳压罐系统; 11. 接反压力饱和及静孔隙水压力测量系统; 12. 排水系统; 13. 激振器磁钢; 14. 下加压座组件; 15. 轴压活塞

DSZ-1型动三轴仪中三个被测参量采用了位移传感器、压力传感器、压阻式孔压传感器,它们分别将轴向压力、轴向变形和孔隙水压力三个非电参量转换成电量,用二次仪表 YE3817 应变放大器放大至适当的电压值,经模数转换成数字信号,可以直接在计算机中分析需测试的参量。

轴向压力传感器为电阻式全桥输出,对一般的动模量和阻尼比试验,最小可至1 kPa,而 DSZ-1 型动三轴仪的最大动应力为 500 kPa,以全桥方式接入应变放大器,动应力1 kPa时的信噪比约为5。位移传感器本身需要9 V以上的直流激励电压,输出以直流方式接入应变放大器,差分输入一端接地后全套灵敏度太高,因此在输入端外接一个约2:1的衰减器。孔压传感器为压阻式,在 DSZ-1 型动三轴仪中按半桥连接,并将桥压降低至3 V,能够达到试验测量的需要。三种传感器的接法如图5-18所示。图5-18中下部为桥盒上的接线,其中1、3分别为直流供桥的正、负端,6为正、负电源的零点。

DSZ-1型动三轴仪的动应力、动变形和孔隙水压力传感器,分别接入应变放大器的1、2、3通道,通道输出通过转换开关与模数转换器的0、1、2通道对应连接。

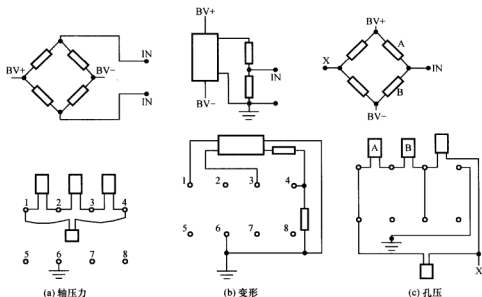


图 5-18 三种传感器接法

DSZ-1 型动三轴仪与 GZZ-1 型共(自)振柱仪共用一台装有模数和数模转换板的计算机。它们之间经过一个六刀三位转换开关切换。由于动三轴试验需使用三个通道的模数转换, 而共(自)振柱试验只使用一个通道, 故当转换开关在共(自)振柱仪试验位置时需将 AD 的 1、2 通道接零。此外两个数模通道也需切换。图 5-19 和图 5-20 分别标明它们的电气接线图和实际接线板的插头位置并表明了联线的去向。

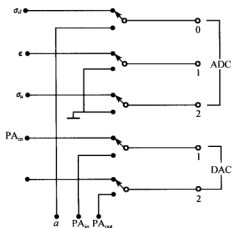


图 5-19 动三轴试验与共(自)振柱试验转接示意图

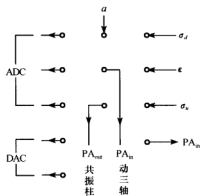


图 5-20 接线板对应位置

图 5-21 为静压管路图。静压管路上的三通、阀门等附件是快速插接式的。试验时按图表示施加侧压、轴压和反压。板上二通阀或三通阀的操作以阀门把手的箭头指示为

准,此箭头与板上线条重合时表示此线路已开通。单通阀顺时针向为关闭,逆时针为开通。二通阀的开通有 0° 和 180° 分接二条管路,在 90° 时为关闭状态。

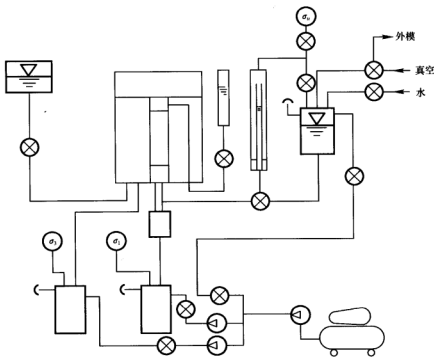


图 5-21 静压管路图

面板上装有小流量调压阀,调压阀把手拉出可调压,顺时针为加压,反时针为降压。把手推进为锁定档,不能调压。

5-4-2 DSZ-1 型动三轴仪的标定

动三轴仪的安装调试过程中,必须先装模拟试件(如橡胶圆柱)进行加振试测,并对测试系统放大倍数等作调节。主要考虑两个方面:一是量程需稍大于试验需用范围;二是检查试验数据为最小测值时的信噪比,一般要保持在 5 倍以上。此外还需考查测量系统的稳定性。标定结果是试验量值计算的标准尺度,还需定时复查标定结果。

动三轴仪的标定采用静标法,分四个项目进行标定。

1. 用静压力标定法对轴压、侧压和孔压进行联合标定

这种标定方法以侧压为基准,因为侧压是通过气压加至三轴室内水的顶面,没有管路中水头压力的影响。标定时不放试件,侧压直接加在下加压头上,测读下加压头在定位(试件底面)位置附近平衡时的轴压表压力,此压力应为轴压活塞抵消自振动线圈以上部位包括动圈自重、轴压传感器、加压杆等自重所需的压力,此压力约为 12.5 kPa,

尚应加上侧压的 0.24~0.25 倍。孔压是通过下加头的排水孔与反压水缸相通,当在反压水缸加上与侧压相近的压力后,管路中水流会流动直至平衡,测取反压表上的压力,由于管路中有水头压力,所以反压表读数会比侧压稍小一些。一个侧压下可以得到三个表的数据,一般从 50~500 kPa,每级 50 kPa,必要时轴压可从标定线延伸反压(孔压)。轴压、侧压和孔压联合标定见表 5-2。

表 5-2 联合标定表

侧压/kPa	轴压/kPa	反压/kPa	侧压/kPa	轴压/kPa	反压/kPa
50	26	48	200	65	191
100	40	95.5	250	79	—
150	52	145.5	300	90	—

2. 孔压的标定

可以在上述联合标定静压表时读取应变放大器上孔压通道的读数来完成。

3. 轴向动应力的标定

虽然可以在上述联合标定静压时标定,但一般都是另外标定的。

动应力标定采用静标法,用三级标准压力计来定标,但需注意:压力计的精度指的是量程的 10%~80%这一段,因此,最好用二个不同量程的测力计。DSZ-1 型动三轴仪直接用砝码来标定,采用 0.5 kg、1 kg 的砝码,总重 20 kg。砝码使用前需用天平检查一下,选择用重量差在 5‰ 以内的砝码。标定条件为:动圈用定位块住;拆除下加压头上的密封胶膜;拆除三轴室内立柱上的小横梁和顶盖;应变放大器动应力通道调零;由小至大加砝码并读取数据。

4. 变形标定

百分表架在下加压座中心,变形通道调零,在定位块上加厚度不同的垫片,记录百分表的读数,并记下相应的变形通道输出读数。须说明的是 5×10^{-4} 以下的应变都用外延来标定,所以变形传感器必须有足够灵敏度。

DSZ-1 型动三轴仪的动应力、变形、孔压标定系数见表 5-3。

表 5-3 动应力、变形、孔压标定系数

动应力 (放大倍数)	应变放大器 YE3817, 通道 1/(kg/cm ² /V)	$G=\text{MAX}$, $BV=6V/(V/\text{kg/cm}^2)$
500	1.5906	0.6287
1000	0.7953	1.2573
2000	0.3957	2.5272
变形 (放大倍数)	应变放大器 YE3817, 通道 2/(mm/V)	$G=\text{MIN}$, $BV=9V/(V/\text{mm})$
100	1.2158	0.8255
200	0.6079	1.645
500	0.24316	4.1255
1000	0.12158	8.255
2000	0.06079	16.45

续表

孔压 (放大倍数)	应变放大器 YE3817, 通道 3/(kg/cm ² /V)	G=MIN, BV=3V/(V/kg/cm ²)
100	1.530	0.6535
200	0.765	1.307

注: G=MAX, G=MIN: 指应变放大器 YE3817 增益微调放在最大、最小位置;

BV=6V: 指传感器桥路供电电压为 6V。

5-4-3 DSZ-1 型动三轴仪的性能试验

1. 主要技术指标

DSZ-1 型动三轴仪的主要技术设计指标及测试结果如表 5-4 所示。

表 5-4 DSZ-1 型动三轴仪的主要技术指标

序 号	项 目	单 位	设计指标	测试结果
1	加力形式	—	电磁振动加动应力, 气压加静应力	—
2	轴向静压力	MPa	1.00	1.08
3	侧向静压力	MPa	0.45	0.50
4	最大轴向动应力	MPa	±0.45	±0.67
5	最大轴向动位移	mm	±5.00	±6.50
6	最大轴向行程	mm	40.00	26 (应变 32.5%)
7	振动频率	Hz	0.01~10	0.01~10
8	输入波波形	—	正弦波	正弦波
9	控制信号	—	模拟及数字信号	模拟及数字信号
10	试件尺寸	mm	φ39.1×80 (直径×高度)	φ39.1×80 (直径×高度)

2. 性能试验

用饱和砂土和粉土进行液化试验, 土样取自南京长江三桥场地。由于砂样含有粉土夹层, 在成型前把小于 0.075 mm 以下的颗粒洗去, 成型干密度为 1.55 g/cm³; 粉土试样成型干密度为 1.56 g/cm³。此两种试样在成型后, 在真空缸中抽气、浸水及真空保持 24 h 以上, 使试样饱和。

砂样在真空饱和后, 经冻结可方便装样。冻结后的土样装入三轴室后在小侧压 (20 kPa) 下化冻, 并经过循环脱气、水, 施加反压, 使孔压系数 $B \geq 0.95$ 。试验是在轴压和侧压 300 kPa、反压 $\sigma_0 = 200$ kPa、初始有效固结应力 $\sigma'_c = 100$ kPa、轴向动应力 $\sigma_d = 100$ kPa 下进行的。加动应力时按照第一个波为压方向、零点起振。当振动孔隙水压力达到初始有效固结应力时动应变约为 ±2%, 试验自动停止值定为 ±3%, 按轴向变形 ±2.5% 为破坏标准, 取相应的振动次数 N_1 。试验采用的动应力波形为正弦波, 振动频率为 1 Hz。试验结果的时程曲线和液化强度曲线分别如图 5-22 和图 5-23 所示。

从图 5-22 可以看出, 孔压和变形具有明显的液化过程的现象, 由于试样为中等密实度的砂土, 在施加循环荷载的过程中, 振动孔隙水压力先升到初始有效固结应力值,

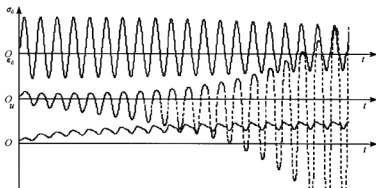


图 5-22 砂土液化试验时程曲线

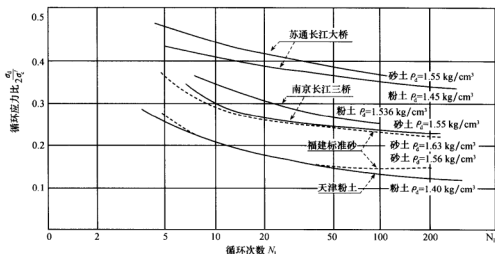


图 5-23 砂土和粉土的液化强度曲线

而变形正在逐周加大,符合砂土液化过程的发展规律。

从图 5-22 可以看到,第一阶段的变形幅值很小,基本保持不变,变形不随往返次数增加有明显的增加;当往返作用达一定次数后,变形进入第二个发展阶段,随着往返次数的增加,变形的幅值有明显的增加。图 5-23 为不同干密度的砂土、粉土的液化强度试验结果。南京砂和粉土液化强度的试验结果位于图 5-23 中部;图中上部为苏州-南通长江大桥场地土动力特性试验报告给出的砂土、粉土液化强度线;下部为天津粉土和福建标准砂的液化强度线^[11]。可以看出,南京砂和粉土的液化强度分别比福建标准砂和天津粉土的液化强度要高,但分别比苏州-南通长江大桥砂土、粉土的液化强度要低。

以上砂土和粉土的液化试验表明,DSZ-1 型动三轴仪动态响应好,整机性能稳定,操作方便,具有较高的试验精度。

5-5 WFI 动三轴仪的工作原理与性能试验

5-5-1 WFI 动三轴仪的工作原理

南京工业大学购置的英国 WFI 动三轴仪可以对土样施加不同频率的循环荷载，以模拟地震动、波浪、爆炸波和其他形式的环境振动、机械振动对土体的作用。

WFI 动三轴仪为数字控制的伺服气压系统，控制三个参数：轴向应力、周围压力和反压力。由一个双动数控气压调节器施加轴向荷载，这种循环荷载可以以力、应力、位移或应变的形式施加，数控气压阀伺服控制施加围压和反压。

1. 主要功能

WFI 动三轴仪由计算机进行数据采集、软件控制，8 通道采样速度 100 点/秒/通道，并通过气动伺服控制施加动荷载、加载架施加静荷载，试验成果由软件自动处理，可用 39.1 mm、50 mm、100 mm 三种不同直径的实心试样做静、动三轴试验及剪切波速测试。

静三轴试验包括标准三轴试验（UU、CU、CD 试验）、线性应力路径加载试验和 K₀ 固结和膨胀试验。

动三轴试验可进行多种加载波形的试验，包括正弦波、三角波、方波、随机地震波等，用户可自己指定波形，最高频率大于 5 Hz。

加载路径包括静载固结、动载、静载，加载过程可以自由定义，加载过程中可以改变试验进程；试验标准可采用 ASTM D—3999 标准、BS1377—1990 标准和我国行业标准《土工试验规程》SL237—1999，由用户自己确定。

弯曲元测试控制与自动测量系统，可完成土样的剪切波速测试。

2. 三轴试验系统的组成

WFI 动三轴仪的基本系统包括 1 套计算机控制和数据采集系统（CDAS）、5 kN 致动器、50 kN 荷载支架和带有围压\反压力控制阀门的储气器，如图 5-24 所示。

（1）CDAS 系统。该系统可以为试验和传感器提供严格的控制、定时和数据采集功能。来自 CDAS 系统压力转换器的电压信号使计算机对施加于试样的荷载进行调整。

数据采集模块有 8 个标准化（±10 V）传感器输入通道，这些通道通过准确、高速 20 位模拟/数字（A/D）转换器实现数字化分析和显示。

控制模块有 3 个通道用于反馈控制，其中 1 个专用于竖向荷载致动器，第 2 个用于围压控制，第 3 个用于反压控制。

反馈控制模块和数据采集模块通过 USB 或标准 RS232C 串口与计算机连接。可以实现与计算机之间不间断的同时通讯，并能提高操作速度及适应性。

通过计算机进行监控，CDAS 系统可以对特定类型的试验自动控制加荷速度，系统直接控制伺服式阀门而施加所需的加荷速率或波形、围压以及反压力。当试样受荷载作用时，系统从传感器捕捉数据并通过 RS232 串口将数据传输到 PC 进行处理、显示和存储。

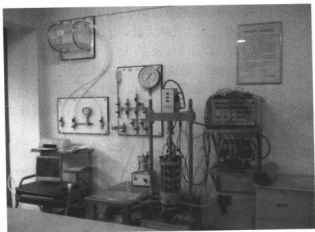


图 5-24 WFI 动三轴仪

(2) 5 kN 气动致动器。该致动器为数字控制、双动气动致动器，需要供应至少 800 kPa 的气压进行操作。致动器集成有位移传感器，允许试验在荷载控制或位移控制模式下进行。

致动器可以产生的最高频率达 70 Hz。但试验速度取决于试验所用的土样类型。较软的试样在荷载作用下会发生较大的位移，意味着致动器需要更大的行程。这一点在进行土样测试时，尤其是液化量测时，不会成为问题，因为此时的荷载及频率均很低。

伺服致动器的高频特性如图 5-25 所示，图中表示的是正弦加荷时在给定频率下可以获得的最大荷载。

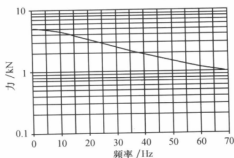


图 5-25 5 kN 气动致动器频率特性

(3) 加载架。致动器固定于 Tritech 50 kN 标准三轴加载架的托梁上，加载架可通过其 RS232 接口受计算机控制，通过控制面板或计算机设定加载架的加载速度及循环周数。这样可以用静加载对试样进行剪切。加载架的控制指标：

最大速度：9.99999 mm/s

最小速度：0.00001 mm/s

最大单调荷载：50 kN

最大循环荷载：5 kN

(4) 围压。作用于试样的围压及反压力通过数字控制空气阀门由气水交换系统施加。每个压力均有各自的压力传感器监测。

(5) 荷载传感器。荷载传感器为内置式 25 kN 荷载传感器（见图 5-26），固定于三轴室内部，测量施加于试样的荷载，不受围压影响。该传感器有嵌入式标定模块，允许



图 5-26 水下荷载传感器

将传感器在数据采集系统内部进行变更和移动而无需重新标定。通过嵌入式放大器,允许将该传感器量程设置为 2.5 kN、5 kN、12.5 kN 及 25 kN。因此,可以根据测试土样类型来选择量程,对应精度分别为 1.2 N、2.4 N、6 N 和 12 N。

(6) 位移传感器 LVDT。 ± 25 mm 位移传感器由嵌入式信号调节,用于测量试样的位移,在循环应变试验中也可以用作控制传感器。精度为 $12 \mu\text{m}$ 。

(7) 体积变化传感器。量程 100 cc,配有嵌入式信号调节,监测试样中水的进出。装配有 change over valve 系统,提供无限体积。精度 0.05 cc。

(8) 压力传感器。量程 1000 kPa,测量围压,由嵌入式信号调节。精度 0.5 kPa。

(9) 嵌入式信号调节放大器。该功能将传感器输出标准化,允许传感器从一个通道移至另外一个通道而无需重新标定。嵌入式放大器可用于放大荷载传感器和压力传感器的信号。当测试小直径试样时需要该放大器。

3. 系统软件功能

WFI 动三轴仪提供的软件具有如下功能:

(1) 传感器数据库储存了传感器的分类及标定编号。

(2) 波形数据库储存了标准波形,例如正弦波、余弦波、方形波和三角形波,手动输入波形也可存储。

(3) 试验数据库储存了试验设置的有关数据,有助于保存试验程序并在日后重新应用。如果一次试验完成一段时间之后,要再进行一次试验进行验证,就可以复原完全相同的试验步骤。

(4) 支持如下所述的试验程序:

用户定义程序:程序允许不借助软件存储而直接进入特定试验;

ASTM D5311—92 (1996) 标准试验方法:用于压力控制动三轴试验确定土的动强度;

ASTM D3999—91 (1996) 标准试验方法:用于动三轴试验确定土的动模量和阻尼特性、动强度。

(5) 除用户定义程序之外的所有程序均有如下阶段:

饱和:按照 BS1377—1990 进行增量饱和,但也允许使用其他方法;

各向同时固结:这一阶段允许逐步施加有效应力或在一个阶段施加不同的围压和反压力;

各向异性固结:这一阶段允许以逐步增加或减少的方式施加轴向压力;

K_0 固结 1:采用增加围压保持试样高度不变的试验方法;

K_0 固结 2:采用增加轴压保持试样高度不变的试验方法;

应力路径试验:允许以设定的 6 种应力路径之一施加轴向压力、围压、反压进行应

力路径试验;

循环: 这一阶段对试样施加指定循环荷载;

剪切: 不排水剪切。

5-5-2 WFI 动三轴仪的性能试验

试验采用南京地铁奥体中心站附近的粉细砂, 经筛分试验得到颗粒级配分析结果如表 5-5 所示。

表 5-5 南京粉细砂的颗粒级配

直径/mm	>0.25	0.25~0.075	<0.075
百分比/%	0.28	98.95	0.77

该粉细砂的最大干密度 $\rho_{\max}=1.68 \text{ g/cm}^3$, 最小干密度 $\rho_{\min}=1.05 \text{ g/cm}^3$; 试样采用扰动样, 用击实法制样, 试样尺寸为直径 3.91 cm, 高度 8.0 cm, 试样湿密度 $\rho=1.35 \text{ g/cm}^3$, 干密度 $\rho_d=1.29 \text{ g/cm}^3$, 土粒相对密度 $d_s=2.68$, 相对密度 $D_r=0.50$, 制样含水量 $w=5.1\%$, 试样制作完成以后, 放在饱和容器中饱和备用。

土的破坏标准分别采用变形控制标准和振动孔压控制标准。变形控制标准分别取轴向双幅应变 5%、10%; 振动孔压控制标准取振动孔压比 $\frac{u}{\sigma_c}=1$ 。对实验获得的数据资料进行分析, 得出在不同的轴向动应力作用下取不同破坏标准时南京粉细砂的动强度 $\frac{\sigma_d}{2\sigma_c}$ 如表 5-6 所示, 图 5-27 给出了初始有效固结应力 $\sigma'_c=100 \text{ kPa}$ 、动轴向应力 $\sigma_d=35 \text{ kPa}$ 时振动孔压比 $\frac{u}{\sigma_c}$ 和液化振动次数 N_l 的关系曲线; 图 5-28 和图 5-29 分别给出初

表 5-6 南京粉细砂的液化试验结果 ($\sigma'_c=100 \text{ kPa}$, $f=1 \text{ Hz}$)

序 号	σ_d/kPa	$\frac{\sigma_d}{2\sigma_c}$	不同液化破坏标准的振动次数 N_l		
			$\varepsilon_d=5\%$	$\varepsilon_d=10\%$	$\frac{u}{\sigma_c}=1$
1	45	0.225	5.5	6.3	6.1
2	40	0.20	13.6	14.3	15.3
3	35	0.175	101.2	102.3	102.2

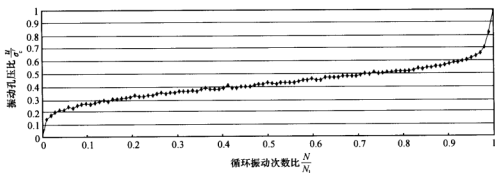


图 5-27 $\sigma_d=35 \text{ kPa}$ 、振动频率 $f=1 \text{ Hz}$ 时振动孔压比 $\frac{u}{\sigma_c}$ 和液化振动次数 N_l 的关系曲线

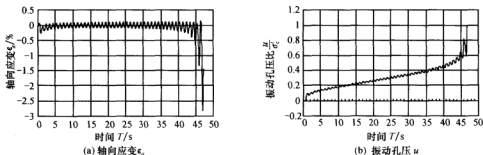


图 5-28 初始有效固结应力 $\sigma'_c = 100$ kPa、振动频率 $f = 2$ Hz 时轴向应变 ϵ_a 和振动孔压 u 的时程曲线

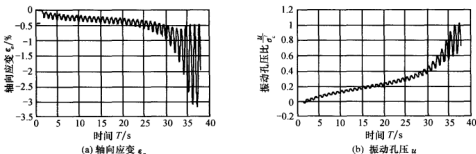


图 5-29 初始有效固结应力 $\sigma'_c = 100$ kPa、振动频率 $f = 5$ Hz 时轴向应变 ϵ_a 和振动孔压 u 的时程曲线

5-6 场地土层的波速试验^[12,13]

波速试验一般包括反射波法、折射波法、表面波法、下孔法、上孔法、跨孔法，用来测定地基中 P 波（压缩波）、S 波（剪切波）和 R 波（瑞雷波）的波速 v_p 、 v_s 和 v_R 。依据地基土的波速，可以计算小应变幅时的动弹性模量 E 、动剪切模量 G 、动泊松比 ν ：

$$E = \rho \frac{3v_p^2 - 4v_s^2}{\frac{v_p^2}{v_s^2} - 1} \quad (5-67)$$

$$G = \rho v_s^2 \quad (5-68)$$

$$\nu = \frac{1}{2} \left(\frac{\frac{v_p^2}{v_s^2} - 2}{\frac{v_p^2}{v_s^2} - 1} \right) \quad (5-69)$$

式中： ρ ——土的密度。

下孔法、上孔法和跨孔法统称钻孔法，须在地层中钻一个或多个孔。该方法原理简

单, 计算波速时, 假定波沿直线传播, 按波传播的距离和历时计算波速。下孔法、上孔法又称为单孔法和检层法, 只是检波器的位置不同。因上孔法检波器置于地表, 记录波形易受干扰, 故工程中多采用下孔法。目前, 国内外广泛采用下孔法和跨孔法测试波速。

反射波法、折射波法、表面波法统称表面法, 无须在地层中钻孔, 振源和检波器均布置在地表面之上, 其测试和数据分析均比钻孔法复杂。表面波法按振源可分为稳态振动法和瞬态振动法, 是一种有效的浅层勘测方法。反射波法对测试仪器要求比较高, 在工程应用中还不普遍; 折射波法不能检测软夹层, 测试结果精度较低。如果振源是由于爆破激起的, 则称为地震法。

5-6-1 反射波法

反射波法是利用 P 波反射波的传播速度最快、最早到达地表检波器的位置、在地表面最容易识别的优点, 其反原理如图 5-30 所示。P 波从地表振源 A 点达到测点的第一条途径是直接沿表面传播到检测点 B'、C' 或 D' 点, 称为直达波途径, 假定沿这条路径的历时为 t_d , 则表层土的波速可按式 (5-70) 确定:

$$v_{p,1} = \frac{x}{t_d} \quad (5-70)$$

式中: x ——振源 A 点与测点 B'、C' 或 D' 点之间的距离。

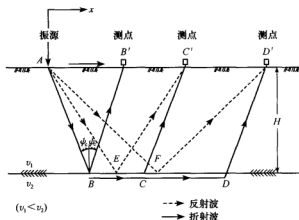


图 5-30 反射波和折射波的传播路径

另一条途径是 P 波从地表振源 A 点传播到 B、E 或 F 点, 并在该点反射, 再传播到测点 B'、C' 或 D' 点, 则沿这条路径的历时 t_r 可按式 (5-71) 确定:

$$t_r = \frac{\sqrt{x^2 + 4H^2}}{v_{p,1}} \quad (5-71)$$

式中: H ——表层土的厚度。

在现场测试中, 测点从 B' 点移动到 D' 点, 这样就可以建立起 P 波传播时距关系曲线, 如图 5-31 所示。

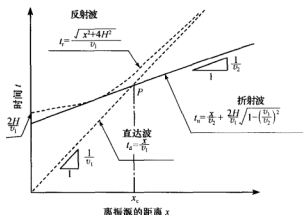


图 5-31 直达波、反射波和折射波的时距关系曲线

5-6-2 折射波法

折射波法是测试大面积岩土体特性最简单、最方便的方法。该方法的基本概念如图 5-32 所示, 其中, $v_{p,1}$ 和 $v_{p,2}$ 分别为第一层和第二层的 P 波波速, H 为第一层的厚度。P 波从地表振源 A 点传播到测点 C' 的途径, 除了上述两条途径外, 第三条途径是当地面下存在第二层土, 且第二层土的波速大于第一层土的波速时, 以临界入射角 ψ_c 方向在第一层土中传播到两层土的分界面, 在分界面发生折射后沿分界面在第二层土中传播到 C 点, 然后沿与分界面成 $90^\circ - \psi_c$ 方向在第一层土中传播到测点 C' 点, 并称这种新的波为头波。

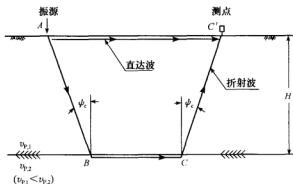


图 5-32 折射波的传播路径

根据 Snell 定理, 第一、第二层介质的波速与入射角、折射角存在如下关系:

$$\frac{\sin \psi_1}{\sin \psi_2} = \frac{v_{p,1}}{v_{p,2}} \quad (5-72)$$

式中: $v_{p,1}$ 、 $v_{p,2}$ ——第一、第二层介质的 P 波波速;

ψ_1 ——P 波的入射角;

ψ_2 ——P 波的折射角。

当折射波沿两层土的分界面传播时, 折射角 $\psi_2 = 90^\circ$, 因此, P 波临界入射角可按式 (5-73) 确定:

$$\sin\psi_c = \frac{v_{p,1}}{v_{p,2}} \quad (5-73)$$

在地表面离振源 A 点的距离大于 $2H\tan\psi_c$ 的任意一点均可测到头波, P 波沿途径 $ABCC'$ 的传播时间 t_0 可按式 (5-74) 确定:

$$t_0 = \frac{2H}{v_{p,1}\cos\psi_c} + \frac{x - 2H\tan\psi_c}{v_{p,2}} \quad (5-74)$$

将临界入射角关系式 (5-73) 代入式 (5-74), 可以得到

$$t_0 = \frac{x}{v_{p,2}} + 2H\sqrt{\frac{1}{v_{p,1}^2} - \frac{1}{v_{p,2}^2}} = \frac{x}{v_{p,2}} + \frac{2H}{v_{p,1}}\sqrt{1 - \left(\frac{v_{p,1}}{v_{p,2}}\right)^2} \quad (5-75)$$

式 (5-75) 表示的时距关系曲线如图 5-31 所示。

当地表振源 A 点到测点 C' 的距离大于一定值 x_c 时, 头波将早于直达波到达测点 C' , 称该距离为跨越距离。 x_c 可按式 (5-76) 确定:

$$x_c = 2H\sqrt{\frac{v_{p,2} + v_{p,1}}{v_{p,2} - v_{p,1}}} \quad (5-76)$$

另外, 跨越距离 x_c 可由直达波和头波的时距关系曲线确定, 它是这两条关系曲线交点的横坐标, 如图 5-31 所示。这样, 可以根据直达波和头波时距关系曲线的斜率, 确定第一、第二层介质的 P 波的波速 $v_{p,1}$ 、 $v_{p,2}$, 同时也可以读取跨越距离 x_c 值, 并由式 (5-76) 确定第一层介质的厚度 H 。

为了获得时距关系曲线, 可在地面取固定的振源, 并在离振源不同距离的地面位置设置测点。由记录可以明确地识辨出首先到达的 P 波的时间。由于离振源 A 点较近的测点直达波首先到达, 而在跨越距离以外的测点头波首先到达。因此, 这两个波的到达时间可以明确地识辨出来; 但反射波总是在直达波或头波达到之后才达到, 因此, 往往难以明确识辨出反射波的达到时间。

此外, 上面关于 P 波的传播概念, 理论上对 S 波也是适用的。但是, 由于 P 波的传播速度比 S 波快, 而对于固定的振源, P 波和 S 波是同时被激发的, 测点记录的数据除了 P 波或 S 波外, 还含有未知振源的噪声, S 波的到达时间通常难以明确地识辨出来。因此, 折射波法通常仅用于 P 波的测试。

5-6-3 下孔法

下孔法又称检层法, 可通过在钻孔附近监测 P 波或 S 波的竖向传播来实现, 并可与钻探工作同时进行。

P 波振源构造简单, 通常在钻孔口附近地表放置一块金属板作为激振源, 当它受到竖向敲击时, 则在地层中产生丰富的 P 波并沿孔壁向下传播。

S 波振源通常采用上压重物的木板 (见图 5-33), 沿钻孔切线方向敲击木板, 地层中即产生向下传播的 P 波和 SH 波。该试验中 SH 波的能量显著高于 P 波, 并且可通过正反两次激振和 S 波可逆偏振性来识别振型。由于木板与地面的接触条件对激振效果影

响显著,因此,工程上多采用板底有许多钉齿片的加工木板。另外,加大木板上重物的重量、木板的长度等,也能改进激振效果。图 5-33 所示振源仅适用浅层土的波速试验,进行深层土波速试验时必须改进激振,以加大水平方向的冲击作用。

假定沿钻孔布置一系列测点,测点 i 的深度为 z_i ,振源与钻孔的距离为 d ,波速试验中各分层土的厚度依次为 $h_1, h_2, \dots, h_i, \dots$,见图 5-34,假设波按直线传播,即不考虑波在分界面的折射,波的传播历时已扣除敲击产生激振信号与地下表面开始振动之间的延滞时差,则

$$l_i = \frac{z_i}{\cos \alpha_i} \quad (5-77)$$

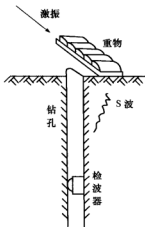


图 5-33 采用 S 波型振源的下孔法示意图

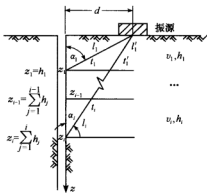


图 5-34 下孔法波速计算简图

设 i 与 $i-1$ 测点之间的传播距离 $l_{i-1,i}$ 为

$$l_{i-1,i} = \frac{z_i - z_{i-1}}{\cos \alpha_i} \quad (5-78)$$

在这段距离中波的传播时间为

$$t_{i-1,i} = \frac{z_i - z_{i-1}}{v_i \cos \alpha_i} \quad (5-79)$$

式中: v_i ——第 i 分层土的 P 波或 S 波波速。

这样,在距离 $l_{i-1,i}$ 波的传播时间为

$$\Delta t_i = t_i - \sum_{j=1}^{i-1} \frac{z_j - z_{j-1}}{v_j \cos \alpha_j} \quad (5-80)$$

式中: t_i ——第 i 测点记录到的波的到达时间。

因此,第 i 与 $i-1$ 测点之间土层的波速可按式 (5-81) 计算:

$$v_i = \frac{z_i - z_{i-1}}{\Delta t_i \cos \alpha_i} = \frac{z_i - z_{i-1}}{t_i - \sum_{j=1}^{i-1} \frac{z_j - z_{j-1}}{v_j \cos \alpha_j}} \quad (5-81)$$

图 5-35 为某南京长江过江通道的检层法波速测试结果。

5-6-4 悬挂式测井法

悬挂式测井系统工作时,由地面控制系统控制井下的振源激发振动信号,并由两个相距 1 m 的拾振器分别接收两组水平振动信号,根据两个拾振器的到时差计算 S 波、P 波的传播速度。图 5-36 为该方法的工作原理示意图。由于该方法为井下自激振自接收式,两个拾振器的间距仅 1 m,避免了地面激振可能产生的干扰和误差,测试精度高;同时,也克服了深层土波速测试采用地面激振时能量不足的问题,最大测试深度已达 300 m。图 5-37、图 5-38 为悬挂式测井系统测得的典型场地土层深度与波速的关系曲线。

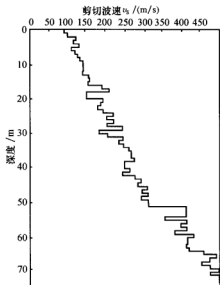


图 5-35 南京某过江通道的检层法波速测试结果

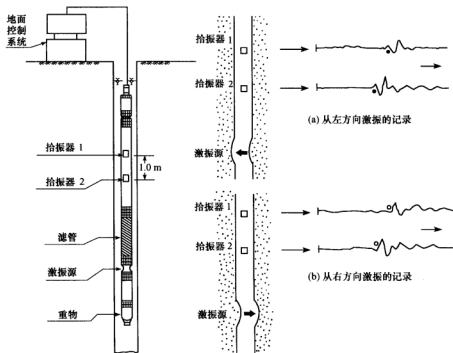


图 5-36 悬挂式测井系统波速测试工作原理示意图

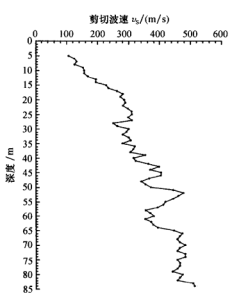


图 5-37 悬挂式测井法测得的江苏常州某场地土层深度与 S 波波速的关系曲线

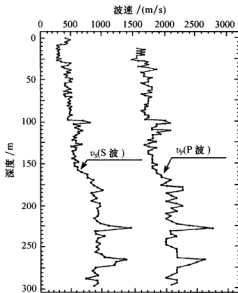


图 5-38 悬挂式测井法测得的美国南卡罗莱纳州大草原河某场地土层深度与 S 波、P 波波速的关系曲线

5-6-5 表面波法

由于在弹性半空间表面竖向激振产生的波主要是 Rayleigh 波 (R 波), 因此, 将监测竖向运动的传感器放置在离激振源一定距离的地表面, 就可以监测到因 R 波传播引起的竖向运动分量。当振源激起的竖向振动为正弦波时, 则在弹性半空间表面可以测到如图 5-39 的正弦波竖向振动。

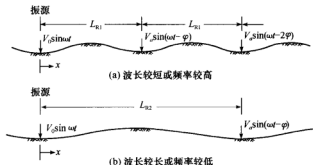


图 5-39 R 波的传播与频率的关系

假设振源激起的竖向振动可以表示为

$$v_0(t) = V_0 \sin \omega t \quad (5-82)$$

则离振源一定距离的地表面任意一点的竖向振动可以表示为

$$v(t) = V_a \sin(\omega t - \varphi) \quad (5-83)$$

式中: φ ——相位角;

V_a ——竖向位移幅值。

波从振源传播到距离为 x 的地表面的时间为 x/v_R , 因此, 式 (5-83) 可改写为

$$v(t) = V_a \sin\omega\left(t - \frac{x}{v_R}\right) = V_a \sin\left(\omega t - \frac{2\pi fx}{v_R}\right) \quad (5-84)$$

式中: v_R ——R 波波速;

f ——激振频率。

这样, 相位角可以表示为

$$\varphi = \frac{2\pi fx}{v_R} \quad (5-85)$$

当离振源的距离 x 等于一个 R 波波长 L_R 时, 则相位角 $\varphi = 2\pi$, 因此, 由式 (5-85) 可得到如下关系式:

$$v_R = fL_R \quad (5-86)$$

另外, 根据弹性波理论可知, 在均匀弹性半空间中 R 波的波速 v_R 是 S 波的波速 v_S 或 P 波的波速 v_P 与泊松比 ν 的函数, 其关系如图 1-17 所示。因此, 确定了 R 波的波速 v_R 后, 可按式 (5-87) 和式 (5-88) 确定 S 波的波速 v_S :

$$v_S = \frac{v_R}{\eta} \quad (5-87)$$

$$\eta = \frac{0.862 + 1.14\nu}{1 + \nu} \quad (5-88)$$

早期的表面波法采用稳态振动法。该法是在设置好激振器进行竖向激振后, 产生一定频率的正弦波, 将两只检波器放在波的传播方向上, 使其相位一致, 固定其中一只检波器, 将另一只检波器沿 R 波的传播方向移动, 当记录的 R 波波形的相位差为 180° 、 360° 、 540° 、 \dots , 相应的检波器之间的距离即为 $0.5L_R$ 、 L_R 、 $1.5L_R$ 、 \dots 。这样, 可以得到 R 波的平均波长 L_R , 并由式 (5-86) 得到 R 波的波速 v_R 。通过改变激振频率, 可以得到不同频率的相速度 v_R , 这样就可以得到相速度 v_R 与频率 f 或波长 L_R 的关系曲线, 称为 R 波弥散曲线。

上述稳态振动法工作量大, 不利于大面积检测。利用一次地面冲击下两只检波器的多频信号进行表面波频谱分析 (spectral analysis of surface wave), 确定相位差 $\Delta\varphi$ 与激振频率 f 的关系, 由此得到 R 波弥散曲线, 称为瞬态振动法, 又称 SASW 法。SASW 法的测试原理如图 5-40 所示, 在地表竖向冲击振动作用下, 距它一定远处的两只检波器所接收到的主要是 R 波的信号。设两只检波器之间的距离为 x , 则 R 波在检波器之间的传播时间 $t = \frac{x}{v_R}$, 并将其代入式 (5-85) 可得

$$t = \frac{\Delta\varphi}{2\pi f} \quad (5-89)$$

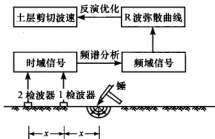


图 5-40 SASW 法的测试原理示意图

由频谱分析给出的互谱密度函数中得到的相位差, 可以表示为频率 f 的函数, 因此, R 波在检波器之间的传播时间也可以表示为频率 f 的函数, 这样式 (5-89) 可改写为

$$t(f) = \frac{\Delta\varphi(f)}{2\pi f} \quad (5-90)$$

由于两只检波器之间的距离 x 是已知的, 因此, R 波波速 v_R 可按式 (5-91) 计算:

$$v_R = \frac{x}{t(f)} = \frac{2\pi fx}{\Delta\varphi(f)} \quad (5-91)$$

则相应的 R 波波长 L_R 为

$$L_R = \frac{v_R}{f} = 2\pi \frac{x}{\Delta\varphi(f)} \quad (5-92)$$

式 (5-91) 和式 (5-92) 即为 SASW 法计算 R 波弥散曲线的公式。

5-7 场地地脉动试验

5-7-1 地脉动及其工程意义

地脉动是指地表面振动周期在 0.05~10.0 s、振幅在千分之几~几微米的微幅自然振动, 它是由各种复杂环境振动在地球表面所产生的复杂随机振动, 既包括地球内力、地震、海浪、潮汐等自然因素引起的振动, 也包括爆破、交通、工业振源等人类活动引起的振动, 经过不同传波介质和不同场地环境后综合作用于地表面的结果。有人认为地脉动是面波, 也有人认为是体波, 还有人认为是面波和体波的综合体。

由于地脉动的多源性, 导致了地脉动振幅大小、频谱特性的复杂性。从一定意义上讲, 可以认为脉动源的组成近于白噪声。若把地脉动的输入视为一个平稳随机过程, 地脉动频谱以 $G(\omega)$ 表示, 以 $F(\omega)$ 、 $R(\omega)$ 、 $S(\omega)$ 分别表示其波源的性状、波传播途径的性状和局部场地环境条件, 则 $G(\omega)$ 可以表示为

$$G(\omega) = F(\omega)R(\omega)S(\omega) \quad (5-93)$$

对于某一特定场地的地脉动而言, 地脉动的波源性状 $F(\omega)$ 、波传播途径性状 $R(\omega)$ 可以认为相同, 因此, 对某一特定场地的地脉动强度和频谱特性起决定作用的因素, 是局部场地的环境条件 $S(\omega)$ 。

在局部场地的环境条件中, 除了地表土层结构外, 场地的地形、地貌和地下水等也是重要因素。对于比较平坦的场地, 对地脉动起决定作用的因素是场地覆盖层厚度、土层的组成和结构类型、土层的物理力学性状, 其地面运动的频率特征与入射波场地振动的能量分布和场地土层对不同频率场地振动的放大作用有关。所以, 在地面观测到的地脉动信号中, 一般包含有场地的许多固有特征。通过对地脉动信号的分析 and 处理所得到的幅、频特性, 可以作为评价场地条件的依据。

地脉动的频谱特性既能反映场地土层类型特征, 又能反映工程场地的动力特性, 因此, 地脉动在工程场地地震安全性评价和地震小区划、场地类别的划分、场地的选择和评价等工作中得到了广泛的应用。

5-7-2 地脉动的测试原理

目前,解释地脉动基本性质的理论有面波理论和体波理论,这两种理论从不同角度出发,在某种程度上都能对地脉动的性质给出合理解释。

地脉动的时域波形表现为各种各样频率成分的波动叠加。根据强震观测和地脉动观测所得到的频谱特性,发现地震动卓越周期与地脉动卓越周期有很好的对应关系,均受场地固有振动特性的支配。因此,可以通过地脉动的研究,了解场地的动态变化特征,为工程抗震设计提供依据。

对于地脉动研究,目前大致分为两类:一类是常时微动,一般是指周期小于1s的微动,侧重其振幅、周期特性与观测点场地分类和振动特性研究;另一类是长波微动,一般是指周期大于1s的微动,研究的重点是由微动提取面波,进而解释推断观测点地下横波速度构造。

研究表明,在不同时间测量常时微动的卓越周期变化不大,其值是比较稳定的,振幅则随时间有较大的变化。白天测量的振幅较大,功率谱的形状也较复杂;夜间(特别是午夜)测量的功率谱的形状几乎没有什么变化,比较稳定。另外常时微动与气象也有一定关系,风力强、气压低时,振幅和优势周期均增大;当风速超过5m/s时,长周期波将占优势;降水量超过30~40mm时,中长周期波将占优势;地表冻结时,短周期波占优势。因此,为了得到场地振动的可靠信息,常时微动的测量应选择在夜间及风力弱时进行,在地点上应避免特定的振动源,选择平坦的地方安置检波器。

地脉动振动测试可以直接在地表进行,也可将三分量拾震器置于钻孔内,观测岩土体内的地脉动情况。每个建筑场地的地脉动测点不应少于2个,也可根据工程需要,增加测点数量。当记录地脉动信号时,在距离观测点100m范围内,应无人为振动干扰。测点宜选在天然土地基上及波速测试孔附近,传感器应沿东西、南北、竖向三个方向布置。地下脉动测试时,测点深度应根据工程需要进行布置。

地脉动信号记录时,应根据所需频率范围设置低通滤波频率和采样频率,采样频率宜取50~100Hz,每次记录时间不应少于15min,记录次数不得少于2次。图5-41给出地脉动井下测试系统示意图。

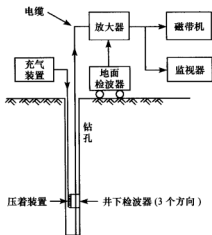


图 5-41 地脉动井下测试系统示意图

5-7-3 地脉动的数据分析及频谱特征

把地脉动视为各态历经的平稳随机过程,用自功率谱密度分析法确定场地的振动卓越周期。

选取地脉动记录中平稳、均匀的记录段,作为分析样本。分析样本的时段长度 T 根据式(5-94)确定:

$$T = N\Delta t \quad \Delta t = \frac{1}{2f} \quad (5-94)$$

式中: N ——样本长度内采样点个数 (宜为 1024 或 2048);

Δt ——采样点的时间间隔;

f ——地脉动样本长度内最大周期的倒数。

一般取 10~15 s 为一个时间段, 大约做二十个时间段的功率谱, 取平均值, 就能得到该观测点稳定的功率谱密度值。

地脉动卓越频率应按下列规定确定:

- (1) 按谱图中最大峰值所对应的频率确定;
- (2) 当谱图中出现多峰的峰值相差不大时, 可在谱分析的同时, 进行互功率谱谱分析, 以便对场地脉动卓越频率进行综合评价。

地脉动幅值的确定应符合下列规定:

- (1) 地脉动幅值应取实测脉动信号的最大幅值;
- (2) 确定地脉动信号的幅值时, 应排除人为干扰信号的影响。

图 5-42 和图 5-43 给出软土和黄土地脉动频谱特性的典型图例^[14]。

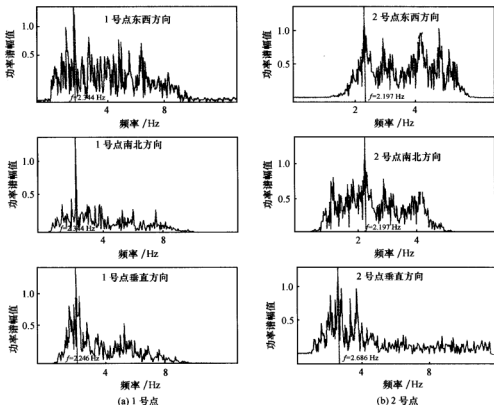


图 5-42 软土地脉动频谱特性的典型图例

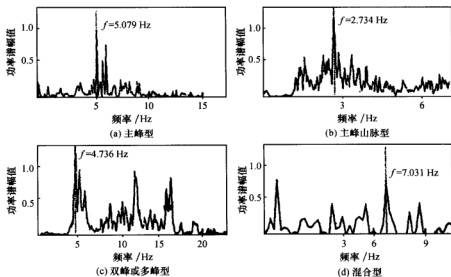


图 5-43 黄土地脉动频谱特性的典型图例

5-7-4 地脉动的工程应用

常时微动的振动特性与地基层的结构和振动特性有关。试验资料表明, 冲积砂土的优势频率较高, 冲积黏土的优势频率较低, 呈现出地基越软弱, 优势频率越低的倾向。

由于地脉动与地基的固有振动特性密切相关, 因此在工程场地评价和地震小区划中, 经常利用地脉动观测结果对场地进行分类。《场地微振动测量技术规程》CECS74—1995 规定场地类别划分如下:

第Ⅰ类: 以基岩或坚硬土层为代表的坚硬场地土, 其主要周期成分为 0.1~0.2 s;

第Ⅱ类: 以洪积层为代表的硬而厚的场地土, 其主要周期成分为 0.2~0.4 s;

第Ⅲ类: 以冲积层为代表的软而较厚的场地土, 其主要周期成分为 0.4~0.6 s。

第Ⅳ类: 以人工回填土和淤泥质土为代表的异常松软而很厚的场地土, 其主要周期成分为 0.6~0.8 s。

震害与场地卓越周期存在着一定的关系, 很大程度上取决于地基的振动特性, 而地脉动反映了场地土的动力特性。因此, 许多地震小区划工作都把地脉动观测作为场地土动力特性调查的一个手段。在建筑物抗震设计中, 应使建筑物的自振周期远离场地卓越周期, 以免地震时发生共振, 从而达到抗震防灾之目的。由此可见, 依据地脉动特性进行场地地震小区划, 对于预测工程震害是非常有用的。

建筑物的振动特性与建筑物的高度、结构、构造有关, 同时也与地基层的结构有关。一般认为, 低矮建筑物的常时微动主要是由地基的常时微动所引起的; 高层建筑物的常时微动是由地基的常时微动和风造成的, 测量时需注意风的影响。为了解振源特性, 可同时测量地基的常时微动。

实际测量表明, 建筑物的刚性增加, 固有周期缩短。利用这一特性, 根据建筑物抗震加固施工前后的常时微动测量, 可以评价施工效果。

地脉动是一种无损原位测试技术, 不需要振源、不破坏地表, 任何地点都可以做, 只要测点附近没有特定振动源。按目前的仪器水平、数据处理与解释水平, 地脉动观测可用于探测深度在 3000 m 左右, 且传播速度差较大的界面, 其深度误差可控制在 10% 以内。这说明, 地脉动观测可以在工程环境地质灾害等探测中发挥重要的作用。

参考文献

- [1] Iida K. The velocity of elastic waves in sand [R]. Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo Imperial University, Japan, 1938, 16.
- [2] Woods R D. Measurement of dynamic soil properties, the State-of-the-Art [J]. Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 1978, (1): 91—179.
- [3] Isenhower W M. Torsional simple shear/resonant column properties of San Francisco Bay mud [D]. University of Texas at Austin, USA, 1981.
- [4] 顾亮章, 李相崧, 沈智刚. 土动力学中的自振柱试验 [J]. 土木工程学报, 1984, (2): 39—47.
- [5] Li Xiangsong. Laboratory determination of shear modulus and damping of soils using a microcomputer based instrumentation system [D]. University of California at Davis, USA, 1982.
- [6] 陈国兴, 何启智, 朱定华, 等. DSZ-1 型动三轴和 GZZ-1 型共振柱试验机研制报告 [R]. 南京工业大学, 2002.
- [7] 陈国兴, 朱定华, 何启智. GZZ-1 型自振柱试验机研制与性能试验 [J]. 地震工程与工程振动, 2003, (1): 110—114.
- [8] Seed H B, Idriss I M. Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis [R]. Report No EERC70—10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkely, 1970.
- [9] Seed H B, Idriss I M. Soil moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1986, (11): 1016—1032.
- [10] 陈国兴, 朱定华, 何启智. DSZ-1 型动三轴试验机研制与性能研究 [J]. 地震工程与工程振动, 2002, (6): 71—75.
- [11] 石兆吉, 何启智. 三轴液化试验的标准化问题 [J]. 岩土工程学报, 1984, (1): 79—84.
- [12] 吴世明, 等. 土动力学 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.
- [13] Ishihara K. Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics [M]. Oxford: Clarendon Press, 1996.
- [14] 王兰民, 等. 黄土动力学 [M]. 北京: 地震出版社, 2003.
- [15] 张克绪, 谢君斐. 土动力学 [M]. 北京: 地震出版社, 1989.

第 6 章 水平成层场地地震反应

求解地震动作用下土体中各点的位移、速度、加速度及应力、应变等反应量称为土体地震反应分析。在土体地震反应分析中,必须正确地考虑土的动力特性、土层的分布、输入地震动的特性及边界条件,这样才能保证所求反应量的精度,为正确估计场地地震效应提供可靠的依据。

关于土的动力本构关系,按第 4 章所述,可采用动黏弹塑性模型、动弹塑性模型或等效线性动黏弹性模型。当采用动黏弹塑性模型、动弹塑性模型时,土体地震反应分析是采用增量法进行的,土的计算参数在计算过程的每一步都发生变化,计算量比较大;当采用等效线性动黏弹性模型时,土体地震反应分析是采用迭代法进行的,在每一次迭代计算过程中,土的计算参数保持不变,计算量比较小。

土层地震反应分析是场地设计地震动参数确定和土工抗震设计的一个重要部分。场地地震效应的分析,理论上讲是属于三维动力问题;然而,对于某些局部范围内场地条件较为均匀简单的情况,可以将场地介质模型简化为成层土层模型。这一模型属于一维场地模型。

一维场地地震反应分析方法所涉及的主要问题是土体介质动力方程的建立、土体介质非线性特性的考虑及动力方程的求解。对于一维场地力学模型,土体介质动力方程的建立较为方便,可以建立连续介质波动方程或有限元离散形式动力方程(求波动或振动问题)。建立何种形式的动力方程应与采用什么样的方法求解动力反应相适应,而动力方程求解方法的选取又与土体非线性特性的考虑方法有关。

在一维成层场地地震反应的分析方法中,较早出现的是时域弹性波传播理论方法,但这一方法实际上只能给出覆盖土层层数较少(1~2 层)情况下的解答;而后出现的频域弹性波传播理论方法,原则上适用于任意土层情况。为了考虑土体非线性效应,出现了等效非线性方法和直接时域非线性逐步积分方法。

6-1 水平均质场地地震反应的时域分析法

假定水平均质场地的土层厚度为 H ,土的动剪切模量为 G 、黏滞阻尼系数为 C ,相应的阻尼比为 λ ,土的密度为 ρ ,并将竖向坐标原点取在基岩面,向上为正。现从水平均质土层中取出一个单位横截面积的土柱,假定其下基岩受地震动作用的位移为 $u_g(t)$,即土柱的刚体运动,土柱对基岩的相对位移为 u ,如图 6-1(a) 所示。从土柱中取出长度为 dz 的微元体,作用于微元体上的力如图 6-1(b) 所示。

由于土柱具有单位面积,作用在厚度为 dz 的微元体上的惯性力为^[1]

$$dF = \rho \frac{\partial^2 (u + u_g)}{\partial t^2} dz = \rho \left(u_g + \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right)$$

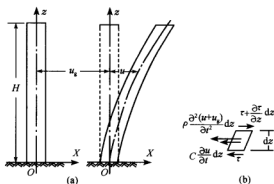


图 6-1 均质土层地震反应的分析模型

作用在该微单元体下表面的剪力为

$$S = G \frac{\partial u}{\partial z}$$

因此,作用在该微单元体上、下表面的剪力差为

$$dS = \frac{\partial}{\partial z} \left(G \frac{\partial u}{\partial z} \right) dz = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz$$

作用在该微单元体上的黏滞阻尼力为

$$dD = C \frac{\partial u}{\partial t} dz$$

因此,由该微单元体的动力平衡可得

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - \frac{G}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{C}{\rho} \frac{\partial u}{\partial t} = -u_g \quad (6-1)$$

式(6-1)是求解均质土层地震反应的基本方程,其定解条件为

$$z = H, \quad \frac{\partial u}{\partial z} = 0 \quad (6-2a)$$

$$z = 0, \quad u = 0 \quad (6-2b)$$

$$t = 0, \quad u = \frac{\partial u}{\partial t} = 0 \quad (6-2c)$$

采用变量分离法求解式(6-1),令

$$u(z, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \Phi_i(z) Y_i(t) \quad (6-3a)$$

$$1 = \sum_{i=1}^{\infty} \eta_i \Phi_i(z) \quad (6-3b)$$

将式(6-3)代入式(6-1)可得

$$\frac{d^2 \Phi_i(z)}{dz^2} + A_i^2 \Phi_i(z) = 0 \quad (6-4a)$$

$$\frac{d^2 Y_i(t)}{dt^2} + 2\lambda_i \omega_i \frac{dY_i(t)}{dt} + \omega_i^2 Y_i(t) = -\eta_i u_g \quad (6-4b)$$

其中:

$$2\lambda_i\omega_i = \frac{C}{\rho} \quad (6-5a)$$

$$\omega_i = A_i \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (6-5b)$$

式中: λ_i ——第 i 振型的阻尼比;

ω_i ——第 i 振型的自振圆频率;

$\Phi_i(z)$ ——第 i 振型的振型位移函数;

$Y_i(t)$ ——第 i 振型的正则坐标, 即振型反应的时间函数;

η_i ——第 i 振型的振型参与系数。

A_i ——待定系数。

式 (6-4a) 的通解为

$$\Phi_i(z) = c_1 \sin A_i z + c_2 \cos A_i z \quad (6-6)$$

根据边界条件式 (6-2b), 应有 $c_2 = 0$; 根据边界条件式 (6-2a), 应有

$$\cos A_i H = 0$$

则有

$$A_i = \frac{i\pi}{2H} \quad i = 1, 3, 5, \dots \quad (6-7)$$

考虑到振型是无量纲相对值, 可求得土柱第 i 振型位移函数为

$$\Phi_i(z) = \sin \frac{i\pi}{2H} z \quad i = 1, 3, 5, \dots \quad (6-8)$$

因此, 土柱第 i 振型的自振圆频率为

$$\omega_i = \frac{i\pi}{2H} \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \frac{i\pi}{2} \frac{v_s}{H} \quad i = 1, 3, 5, \dots \quad (6-9)$$

式中: v_s ——土柱的剪切波速。

根据振型函数的正交性, 由式 (6-3b) 可得振型参与系数 η_i 的表达式:

$$\eta_i = \frac{2}{H} \int_0^H \sin \frac{i\pi}{2H} z dz = \frac{4}{i\pi} \quad i = 1, 3, 5, \dots \quad (6-10)$$

根据初始条件, 并注意到单位脉冲反应函数式 (3-95), 式 (6-4b) 的稳态解可用积分表示为

$$Y_i(t) = \eta_i V_i(t) \quad i = 1, 3, 5, \dots \quad (6-11a)$$

$$V_i(t) = -\frac{1}{\omega_{id}} \int_0^t u_g(\tau) e^{-\lambda_i \omega_i (t-\tau)} \sin[\omega_{id}(t-\tau)] d\tau \quad (6-11b)$$

式中:

$$\omega_{id} = \omega_i \sqrt{1-\lambda_i^2} \quad (6-11c)$$

因此, 由 (6-3a) 可得土柱的相对位移反应为

$$u(z, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{4}{i\pi} V_i(t) \sin \frac{i\pi}{2H} z \quad i = 1, 3, 5, \dots \quad (6-12)$$

土柱的绝对加速度反应为

$$\begin{aligned}
 \ddot{u}_s(z, t) &= \ddot{u}_g(t) + \sum_{i=1}^{\infty} \Phi_i(z) \frac{d^2 Y_i(t)}{dt^2} \\
 &= \ddot{u}_g(t) + \sum_{i=1}^{\infty} \Phi_i(z) \left[-\eta_i \ddot{u}_g(t) - 2\lambda_i \omega_i \frac{dY_i(t)}{dt} - \omega_i^2 Y_i(t) \right] \\
 &= \sum_{i=1}^{\infty} \eta_i \Phi_i(z) \left[-2\lambda_i \omega_i \frac{dV_i(t)}{dt} - \omega_i^2 V_i(t) \right] \\
 &= \sum_{i=1}^{\infty} \eta_i \Phi_i(z) \frac{\omega_i^2}{\omega_{id}} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\lambda_i \omega_i (t-\tau)} \sin[\omega_{id}(t-\tau) + 2\alpha_i] d\tau \quad (6-13a)
 \end{aligned}$$

式中:

$$\alpha_i = \arctan\left(\frac{\lambda_i}{\sqrt{1-\lambda_i^2}}\right) \quad (6-13b)$$

对于小阻尼情况 ($\lambda \ll 1$), 则 $\tan \alpha_i \approx 0$, $\alpha_i \approx 0$, 因此, 土柱的绝对加速度反应为

$$\ddot{u}_s(z, t) = - \sum_{i=1}^{\infty} \frac{4}{i\pi} \omega_i^2 V_i(t) \sin \frac{i\pi}{2H} z \quad i = 1, 3, 5, \dots \quad (6-14)$$

土柱的剪应变反应为

$$\gamma(z, t) = \frac{\partial u(z, t)}{\partial z} = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{2}{H} \cos \frac{i\pi}{2H} z V_i(t) \quad i = 1, 3, 5, \dots \quad (6-15)$$

土柱的剪应力反应为

$$\tau(z, t) = G\gamma(z, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{2G}{H} \cos \frac{i\pi}{2H} z V_i(t) \quad i = 1, 3, 5, \dots \quad (6-16)$$

6-2 水平成层场地地震反应的时域分析法

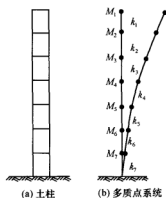


图 6-2 水平成层土地震反应分析的集中质量模型

对于水平成层场地的地震反应, 可以将场地简化为做剪切运动的土柱, 采用集中质量法进行计算。在集中质量法中, 将图 6-2 所示的作剪切运动的土柱划分成 N 段, 实际的土柱以图 6-2 所示的 N 个质点体系代替, 相邻质点以剪切弹簧连接。每段土柱的质量等分给相邻的质点。这样, 每个质点的质量等于相邻两个土柱段质量的一半, 即

$$m_1 = \frac{1}{2} \rho_1 h_1 \quad (6-17a)$$

$$m_i = \frac{1}{2} \rho_{i-1} h_{i-1} + \frac{1}{2} \rho_i h_i \quad i = 2, 3, \dots, n \quad (6-17b)$$

式中: ρ_i ——第 i 层土的密度;

h_i ——第 i 层土的厚度。

这些质点由抗水平变形的弹簧连接, 剪切弹簧系数可由式 (6-18) 确定:

$$k_i = \frac{G_i}{h_i} \quad (6-18)$$

式中: k_i ——连接质点 i 和 $i+1$ 的剪切弹簧系数;

G_i ——第 i 层土的剪切模量。

在基岩水平地震动作用下, 集中质量系统的土柱运动方程可表示为

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -\{E\}u_g \quad (6-19)$$

式中: $[M]$ 、 $[K]$ 、 $[C]$ ——分别是质量矩阵、刚度矩阵和阻尼矩阵;

u_g ——基岩水平向地震动加速度时程;

$\{u\}$ 、 $\{\dot{u}\}$ 、 $\{\ddot{u}\}$ ——质点的相对位移、相对速度和相对加速度向量;

$\{E\}$ ——相应于水平向地震动惯性力的质量向量, $\{E\} = \{m_1 \ m_2 \ \cdots \ m_n\}^T$ 。

质量矩阵 $[M]$ 为对角矩阵, 即

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & & & & \\ & m_2 & & & \\ & & \ddots & & \\ & & & m_i & \\ & & & & \ddots \\ & & & & & m_n \end{bmatrix} \quad (6-20)$$

刚度矩阵 $[K]$ 为三对角矩阵, 即

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 & -k_1 & & & & & & \\ -k_1 & k_1+k_2 & -k_2 & & & & & \\ & -k_2 & k_2+k_3 & -k_3 & & & & \\ & & \ddots & \ddots & \ddots & & & \\ & & & -k_{i-1} & k_{i-1}+k_i & -k_i & & \\ & & & & \ddots & \ddots & \ddots & \\ & & & & & -k_{n-2} & k_{n-2}+k_{n-1} & -k_{n-1} \\ & & & & & & -k_{n-1} & k_{n-1}+k_n \end{bmatrix} \quad (6-21)$$

阻尼矩阵 $[C]$ 的形成详见 7-1-1 节。

式 (6-19) 的求解可采用 7-1-2 节介绍的任意一种数值计算方法, 但采用精细积分法较为理想。土体的非线性特性可采用第 4 章的动黏弹塑性模型、动弹性模型或等效线性动黏弹性模型进行考虑。

6-3 水平成层场地地震反应的频域分析法

6-3-1 线性黏弹性土层的稳态地震反应

土层模型如图 6-3 所示。N-1 层土层覆盖在基岩均匀半无限空间之上, 各土层编号

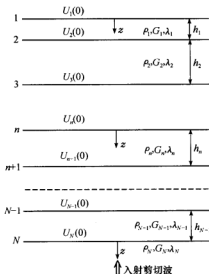


图 6-3 理想一维波动模型

及参数示于图中。采用局部坐标系并将 z 轴的坐标原点设置在各层上界面，正方向向下。假定入射地震波为沿竖向传播的剪切波。

对线性黏弹性土层，一维问题的波动方程为^[1,2]

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + C \frac{\partial^3 u}{\partial t \partial z^2} \quad (6-22)$$

在土层中频率为 ω 的谐波位移可写成如下形

式：

$$u(z, t) = U(z)e^{i\omega t} \quad (6-23)$$

将其代入式 (6-22) 可得

$$(G + i\omega C) \frac{d^2 U}{dz^2} = -\rho\omega^2 U \quad (6-24)$$

令

$$G^* = G + i\omega C$$

这里，称 G^* 为复剪切模量。由于 $\omega C = 2\lambda G$ ，则

$$G^* = G(1 + i2\lambda) \quad (6-25)$$

再令

$$k^2 = \frac{\rho\omega^2}{G^*} \quad (6-26)$$

并将其代入式 (6-24)，则可得土层的稳态波动方程：

$$\frac{d^2 U}{dz^2} + k^2 U = 0 \quad (6-27)$$

式 (6-27) 的一般解可表示为

$$U(z) = Ee^{ikz} + Fe^{-ikz} \quad (6-28)$$

式 (6-28) 中第一项为沿 z 相反方向传播的简谐波，即由土层下面向上传播的人射波；第二项为沿 z 方向传播的简谐波，即由土层上面向下传播的反射波；式 (6-28) 对每一层土均成立。

由于土层的剪应力为 $\tau_m(z, t) = G_m \frac{\partial u}{\partial x} + C_m \frac{\partial^2 u}{\partial t \partial z} = G_m^* \frac{\partial u}{\partial z}$ ，对第 m 土层及 $m+1$ 土层，在其界面处满足应力及位移连续条件，即 $\tau_m|_{z=h_m} = \tau_{m+1}|_{z=0}$ ， $u_m|_{z=h_m} = u_{m+1}|_{z=0}$ ，由此可得入射波与反射波幅值的递推公式：

$$E_{m+1} = \frac{1}{2}(1 + a_m)E_m e^{ik_m h_m} + \frac{1}{2}(1 - a_m)F_m e^{-ik_m h_m} \quad (6-29a)$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2}(1 - a_m)E_m e^{ik_m h_m} + \frac{1}{2}(1 + a_m)F_m e^{-ik_m h_m} \quad (6-29b)$$

式中： h_m 、 h_{m+1} ——第 m 土层和第 $m+1$ 土层的厚度；

a ——波的复阻抗比，其定义如下：

$$a_m = \sqrt{\frac{\rho_m G_m^*}{\rho_{m+1} G_{m+1}^*}} = \frac{k_m G_m^*}{k_{m+1} G_{m+1}^*} \quad (6-30)$$

定义第 m 层的波幅矢 $\{H_m\}$ 为

$$\{H_m\} = \begin{bmatrix} E_m \\ F_m \end{bmatrix} \quad (6-31)$$

则第 m 层和第 $m+1$ 层波幅系数的转换关系可由式 (6-29) 改写为

$$\{H_{m+1}\} = [T_m]\{H_m\} \quad (6-32)$$

其中：相邻层间转换矩阵 $[T_m]$ 为

$$[T_m] = \begin{bmatrix} \frac{1+\alpha_m}{2} e^{i k_m h_m} & \frac{1-\alpha_m}{2} e^{-i k_m h_m} \\ \frac{1-\alpha_m}{2} e^{i k_m h_m} & \frac{1+\alpha_m}{2} e^{-i k_m h_m} \end{bmatrix} \quad (6-33)$$

由递推公式 (6-32)，可得顶层和任一层波幅系数之间的如下转换关系：

$$\{H_m\} = [\bar{T}_m]\{H_1\} \quad (6-34)$$

其中： 2×2 阶传递矩阵 $[\bar{T}_m]$ 为

$$[\bar{T}_m] = [T_{m-1}] \cdots [T_2][T_1] = \begin{bmatrix} t_{11} & t_{12} \\ t_{21} & t_{22} \end{bmatrix} \quad (6-35)$$

对于给定的圆频率 ω ， $[\bar{T}_m]$ 取决于第一层到第 m 层土介质的力学性质及第一层到第 $m-1$ 层各层土的厚度，与输入地震运动无关。在第 m 层内坐标为 z 的平面上，位移幅值为

$$U_m(z) = E_m e^{i k_m z} + F_m e^{-i k_m z} \quad (6-36)$$

而土层中的剪应力为

$$\tau_m(z, t) = G_m^* \frac{\partial U}{\partial z} = i k_m G_m^* (E_m e^{i k_m z} - F_m e^{-i k_m z}) e^{i \omega t} \quad (6-37)$$

由自由表面条件

$$\tau_1(0, t) = 0 \quad (6-38)$$

可得

$$E_1 = F_1 \quad (6-39)$$

如果已知第一层波幅矢 $\{H_1\} = \{E_1, F_1\}^T$ ，将式 (6-39) 和式 (6-35) 代入式 (6-32)，可得

$$E_m = e_m E_1 \quad (6-40a)$$

$$F_m = f_m E_1 \quad (6-40b)$$

式中：

$$e_m = t_{11} + t_{12} \quad (6-41a)$$

$$f_m = t_{21} + t_{22} \quad (6-41b)$$

因此， E_1 可以根据基岩半空间地震波的入射条件确定。假定基岩半空间是均匀的，则入射波的波幅 E_N 是这一均匀半空间内全部上行波的振幅。由式 (6-40) 可得

$$E_1 = \frac{1}{e_N} E_N \quad (6-42a)$$

$$F_N = \frac{f_N}{e_N} E_N \quad (6-42b)$$

因此, 土层地震位移反应幅值为

$$U_m(z) = (e_m e^{ik_m z} + f_m e^{-ik_m z}) \frac{E_N}{e_N} \quad (6-43)$$

土层中的剪应力反应幅值为

$$T_m(z) = ik_m G_m (e_m e^{ik_m z} - f_m e^{-ik_m z}) \frac{E_N}{e_N} \quad (6-44)$$

土层中的剪应变反应幅值为

$$\Gamma_m(z) = ik_m (e_m e^{ik_m z} - f_m e^{-ik_m z}) \frac{E_N}{e_N} \quad (6-45)$$

在土层地震反应分析时, 通常仅计算控制高程处土层顶面的地震位移、加速度反应和相应土层中部的剪应力、剪应变反应。由式 (6-36) 和式 (6-39) 可知, 地表面的地震位移反应幅值为

$$U_1(0) = 2 \frac{E_N}{e_N} \quad (6-46)$$

由式 (6-43) 可知, 第 m 层顶面的地震位移反应幅值为

$$U_m(0) = (e_m + f_m) \frac{E_N}{e_N} \quad (6-47)$$

因此, 当已知土层地表面的地震位移时, 第 m 层顶面的地震位移反应的传递函数为

$$A_{1,m}(0) = \frac{U_m(0)}{U_1(0)} = \frac{e_m + f_m}{2} \quad (6-48)$$

同样, 当已知土层第 m 层顶面的地震位移时, 第 l 层顶面的地震位移反应的传递函数为

$$A_{m,l}(0) = \frac{U_l(0)}{U_m(0)} = \frac{e_l + f_l}{e_m + f_m} \quad (6-49)$$

由式 (6-45) 得第 m 层土层中点的剪应变反应幅值为

$$\Gamma_m\left(z = \frac{h_m}{2}\right) = ik_m \left[e_m \exp\left(i \frac{1}{2} k_m h_m\right) - f_m \exp\left(-i \frac{1}{2} k_m h_m\right) \right] \frac{E_N}{e_N} \quad (6-50)$$

因此, 当已知土层地表面的地震位移时, 第 m 层土层中点的剪应变反应的传递函数为

$$\Gamma_{1,m}\left(z = \frac{h_m}{2}\right) = \frac{\Gamma_m\left(x = \frac{h_m}{2}\right)}{U_1(0)} = \frac{ik_m \left[e_m \exp\left(i \frac{1}{2} k_m h_m\right) - f_m \exp\left(-i \frac{1}{2} k_m h_m\right) \right]}{2} \quad (6-51)$$

同样, 当已知第 m 层顶面的地震位移时, 第 l 层土层中点的剪应变反应的传递函数为

$$\Gamma_{m,l}\left(z = \frac{h_l}{2}\right) = \frac{\Gamma_l\left(x = \frac{h_l}{2}\right)}{U_m(0)} = \frac{ik_l \left[e_l \exp\left(i \frac{1}{2} k_l h_l\right) - f_l \exp\left(-i \frac{1}{2} k_l h_l\right) \right]}{e_m + f_m} \quad (6-52)$$

6-3-2 波谱综合与土层瞬态地震反应

土层稳态地震反应分析结果对于研究谐波的波动规律具有很大价值, 但是, 这毕竟不能反映真实地震运动作用下的波动规律。为此, 需要研究土层的瞬态地震反应。

在地震工程中, 通常采用基岩自由地面的加速度时程 $a_g(t)$ 作为输入地震动。考虑

到自由地面的放大效应, 基岩内竖直向上入射的剪切波加速度 $a_1(t)$ 可表示为^[2]

$$a_1\left(t + \frac{z}{v_{sN}}\right) = \frac{1}{2}a_g\left(t + \frac{z}{v_{sN}}\right) \quad (6-53)$$

式中: v_{sN} ——基岩剪切波速。

为了将瞬态输入波转换成稳态输入波, 可以采用离散傅里叶变换方法。按照这一方法, 瞬态过程 $a_1(t)$ 用周期为 T 的时间函数 $a'_1(t)$ 替换 (图 6-4), 即

$$a'_1(t) = \begin{cases} a_1(t \pm nT) & n = 0, 1, 2, \dots \\ a_1(t) & 0 \leq t \leq T \end{cases} \quad (6-54)$$

式中, 周期 T 必须大于 $a_1(t)$ 的持续时间, 即大于地震动 $a_g(t)$ 的持续时间。

将周期函数 $a'_1(t)$ 展开成傅里叶级数:

$$a'_1(t) = \sum_{k=-\infty}^{\infty} A_{1k} e^{i\omega_k t} \quad (6-55)$$

$$A_{1k}(\omega_k) = \frac{1}{T} \int_0^T a'_1(t) e^{-i\omega_k t} dt \quad (6-56)$$

其中:

$$\omega_k = k2\pi\Delta f$$

$$\Delta f = \frac{1}{T}$$

为了近似地计算傅里叶谱 A_{1k} , 将 $a'_1(t)$ 以时间步距 Δt 离散化:

$$\begin{aligned} a'_{1j} &= a'_1(t_j) \\ t_j &= j\Delta t \quad j = 0, 1, \dots, J-1 \end{aligned} \quad (6-57)$$

其中: 离散间隔总数 $J = \frac{T}{\Delta t}$ 。利用矩形积分公式, 式 (6-56) 可按式 (6-58) 计算:

$$A_{1k}(\omega_k) = \frac{1}{J} \sum_{j=0}^{J-1} a'_{1j} e^{-i\omega_k t_j} = \frac{1}{J} \sum_{j=0}^{J-1} a'_{1j} \exp\left(-i \frac{2\pi k j}{J}\right) \quad (6-58)$$

由此可以解出 a'_{1j} :

$$a'_{1j} = \sum_{k=0}^{J-1} A_{1k}(\omega_k) \exp\left(i \frac{2\pi k j}{J}\right) \quad (6-59)$$

式 (6-58) 和式 (6-59) 构成了 A_{1k} 与 a'_{1j} 一一对应的离散傅里叶变换对, 可以用快速傅里叶变换 (FFT 算法) 计算。利用式 (6-56) 算出频率为 $\omega_k (k=0, 1, \dots, J-1)$ 的 A_{1k} , 至少在矩形积分公式精度上, 是与瞬态过程 $a'_1(t)$ 的傅里叶谱成正比的, 其比例常数为 $\frac{T}{2\pi}$, 而 a'_{1j} 则为 $a'_1(t)$ 在 $t=j\Delta t$ 时的精确值。一般地, 土层稳态地震反应的精度与输入地震动的精度是相当的。因此, 如果选取周期 T 不仅大于输入地震动的持续时间, 而且大于土层瞬态地震反应的持续时间, 则利用谐波分析和波谱综合技术, 可以得到满足精度的瞬态地震反应。

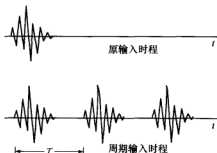


图 6-4 地震动输入的周期化

下面对时间步距和计算时间长度 T 的选取做进一步说明。由式 (6-58) 可知

$$\begin{aligned} A_{ik} &= A_{ik}^* & k' &= J - k \\ A_{ik} &= A_{ik}^* & k' &= J + k \end{aligned} \quad (6-60)$$

其中: A_{ik}^* 为 A_{ik} 的共轭复数。第一式表示振幅谱 $|A_{ik}|$ 相对于频率 $\bar{f} = \frac{J\Delta f}{2}$ 对称, \bar{f} 称为折叠频率。第二式表示振幅谱 A_{ik} 是频率点 k 的周期函数, 频率点周期为 J 。因此, 独立和有意义的频率点范围为 $k=0, 1, \dots, \frac{J}{2}$ 。折叠频率 \bar{f} 为有意义的最高频率。对于高于频率 \bar{f} 的运动, 将以低于 \bar{f} 的低频运动形式出现, 称为混频效应 (aliasing)。由 $\omega_k = 2\pi k\Delta f$, $\Delta f = \frac{1}{T}$ 和 $J = \frac{T}{\Delta t}$ 可得

$$\bar{f} = \frac{1}{2\Delta t} \quad (6-61)$$

\bar{f} 亦称为最高截止频率或 Nyquist 频率, 它由离散步距 Δt 决定。设 $a_1(t)$ 中包含的有工程意义的最高频率为 f_c , 则由 $\bar{f} \geq f_c$ 可得 Δt 的选取原则:

$$\Delta t \leq \frac{1}{2f_c} \quad (6-62)$$

如前所述, T 的取值应大于输入地震动的持续时间和所关心的土层瞬态地震反应量取非零值的持续时间之大者 T_d 。由于 FFT 算法要求 $J=2^m$, m 为正整数。则由 $T > T_d$ 可知 m 应满足条件:

$$m > \log_2 \left(\frac{T_d}{\Delta t} \right) \quad (6-63)$$

根据上述离散傅里叶变换原理, 基岩内竖直向上入射的稳态地震波加速度 $a_1(t)$ 为

$$a_{1k} \left(t + \frac{z}{v_{SN}} \right) = A_{1k}(\omega_k) \exp \left[i\omega_k \left(t + \frac{z}{v_{SN}} \right) \right] \quad (6-64)$$

由于入射波位移振幅 E_N 与加速度振幅 A_{1k} 的关系为

$$E_N = -\frac{A_{1k}(\omega_k)}{\omega_k^2} \quad k = 1, 2, \dots \quad (6-65)$$

当 $k=0$ 时, 取 $E_N=0$ 。由式 (6-23) 可知, 在土层中频率为 ω 的绝对地震动加速度幅值 $A(z)$ 可写成如下形式:

$$A(z) = A_{1k}(\omega) - \omega^2 U(z) \quad (6-66)$$

因此, 当基岩内竖直向上入射稳态地震波为加速度 $a_1(t)$ 时, 由式 (6-43) ~ 式 (6-49) 可知, 频率为 ω 的地表面绝对地震动加速度反应幅值为

$$A_1(0) = \left(1 + \frac{2}{e_N} \right) A_{1k}(\omega_k) \quad (6-67)$$

第 m 层层面频率为 ω 的绝对地震动加速度反应幅值为

$$A_m(0) = \left(1 + \frac{e_m + f_m}{e_N} \right) A_{1k}(\omega_k) \quad (6-68)$$

因而, 当已知土层地面的地震动加速度时, 第 m 层层面的绝对地震动加速度反应的传递函数为

$$A_{1,m}(0) = \frac{A_m(0)}{A_1(0)} = \frac{e_m + f_m + e_N}{2 + e_N} \quad (6-69)$$

同样, 当已知土层第 m 层顶面的地震动加速度时, 第 l 层顶面的绝对地震动加速度反应的传递函数为

$$A_{m,l}(0) = \frac{A_l(0)}{A_m(0)} = \frac{e_l + f_l + e_N}{e_m + f_m + e_N} \quad (6-70)$$

从而, 利用傅里叶逆变换技术, 可以求得在基岩内竖直向上入射地震动加速度 $a_1(t)$ 时土层各层面的绝对地震动加速度反应。

6-3-3 土体动力非线性特性的处理^[1]

土体并不是线性黏弹性体, 土体的动力非线性对场地地震反应有很大影响。在水平成层土层地震反应的频域分析中, 通常以等效线性动黏弹性模型来考虑土体动力非线性的影响。当土体的等效剪应变幅值指定后就可确定出相应的剪切模量, 按上述方法求解土层地震反应, 然后由土层地震反应求出新的土体等效剪应变幅值, 根据新确定的土体等效剪应变幅值再确定出相应的剪切模量, 再进行土层地震反应分析, 如此重复上述步骤, 直到相邻两次求得的土体等效剪应变相对误差满足一定精度为止。

土体等效剪应变幅值 $\gamma_{eq,max}$ 的取值并没有统一的标准。工程上, 一般取为

$$\gamma_{eq,max} = 0.65\gamma_{max} \quad (6-71)$$

式中: γ_{max} ——所计算的土层中点的剪应变反应时程 $\gamma(t)$ 的绝对最大值。

直接给出剪应变反应时程 $\gamma(t)$ 后计算 γ_{max} 的方法为时域确定方法。如果采用频域解法, 则首先计算出的只是 $\gamma(t)$ 的频域谱值 $\Gamma(\omega_k)$, 为此, 需进行傅里叶逆变换来获得 $\gamma(t)$ 。为了免去进行傅里叶逆变换的计算工作量, 这里, 介绍一种频域计算 γ_{max} 的经验方法。

假设输入地震动加速度时程 $a(t)$ 的峰值加速度为 a_{max} , 并有以下经验关系:

$$\frac{a_{max}}{RMSa(t)} = \frac{\gamma_{max}}{RMS\gamma(t)} \quad (6-72)$$

式中: $RMSa(t)$ —— $a(t)$ 的均方根值;

$RMS\gamma(t)$ —— $\gamma(t)$ 的均方根值。

$a(t)$ 、 $\gamma(t)$ 的均方根值定义为

$$RMSa(t) = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T a^2(t) dt} \quad (6-73a)$$

$$RMS\gamma(t) = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T \gamma^2(t) dt} \quad (6-73b)$$

式中: T —— $a(t)$ 、 $\gamma(t)$ 的持续时间。

利用巴什瓦公式, 则有

$$RMSa(t) = \sqrt{\sum_{k=0}^{N-1} |A_k|^2} \quad (6-74)$$

$$\text{RMS}\gamma(t) = \sqrt{\sum_{k=0}^{N-1} |\Gamma_k|^2} \quad (6-75)$$

式中: A_k 、 Γ_k —— $a(t)$ 、 $\gamma(t)$ 的离散傅里叶谱系数。

因此, 由式 (6-72) ~ 式 (6-75) 可得

$$\gamma_{\max} = \sqrt{\frac{\sum_{k=0}^{N-1} |\Gamma_k|^2}{\sum_{k=0}^{N-1} |A_k|^2}} a_{\max} \quad (6-76)$$

6-4 水平成层场地地震反应时域和频域分析结果的比较

南京河西地区新近沉积土层属于长江漫滩相土层, 其典型场地条件见表 6-1。图 6-5 为利用南京工业大学岩土工程研究所自行研制的 GZZ-1 型自振柱试验机^[3]进行室内试验得到的各类土的剪切模量比和阻尼比与剪应变幅值的关系曲线, 各类土的修正的 Martin-Seed-Davidenkov 模型参数见表 6-2。

表 6-1 新近沉积土层软弱场地的典型剖面资料

层号	层厚 /m	土层描述	重度 γ / (kN/m ³)	v_s / (m/s)	
1	2.0	淤泥质土, 灰色, 软-流塑, 饱和	19.0	114.0	
2	2.0	淤泥质粉质黏土, 灰绿色, 软塑, 饱和	17.8	129.1	
3	4.0	粉土与粉砂互层, 灰黄, 中密, 饱和	19.0	152.7	
4	3.1	粉砂, 灰黑, 中密, 饱和	20.5	137.1	
5	3.0	淤泥质土, 灰色, 软-流塑, 饱和	19.3	128.5	
6	9.0	细砂, 灰黄, 密实, 饱和	18.9	172.7	
7	12.5	粉细砂, 灰黑, 中密-密实, 饱和	21.2	205.8	
8	10.3	细砂, 灰黄, 密实, 饱和	18.9	236.3	
9	5.2	粉砂, 灰黑, 中密, 饱和	20.5	263.2	
10	10.0	黏土, 灰-灰黑, 硬塑	19.3	491.6	

表 6-2 修正的 Martin-Seed-Davidenkov 动黏弹塑性模型参数

土 类 \ 参 数	A	B	$\gamma_0 (\times 10^{-4})$
淤泥质粉质黏土	1.02	0.35	4.0
粉土与粉砂互层土	1.05	0.345	3.5
砂性土	1.1	0.35	3.8
黏土	1.2	0.35	2.5
粉质黏土	1.0	0.36	4.1
粉土	1.0	0.375	4.1

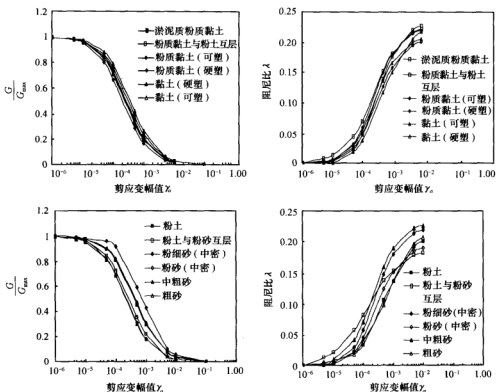


图 6-5 各类型土的动剪切模量比 $\frac{G}{G_{max}}$ 和阻尼比 λ 与剪应变幅值 γ_0 的关系曲线

水平成层土层地震反应时域分析采用 6-2 节的集中质量法，时域非线性地震反应分析的数值方法采用 7-1-2 节的精细积分法，土体的动力本构模型采用 4-3-2 节的修正的 Martin-Seed-Davidenkov 动黏弹塑性模型；水平成层土层地震反应的频域分析采用美国通用软件 SHAKE91，土体的动力本构模型采用等效线性动黏弹性模型；反应谱计算方法采用 3-5 节中的基于抛物线内插的连锁公式法。

土体动力本构模型加、卸载转折点的确定是土层时域非线性地震反应分析的一个关键问题。定义一个矢量 ϵ 为^[4]

$$\epsilon = \{\epsilon_{11} - \epsilon_m, \epsilon_{22} - \epsilon_m, \epsilon_{33} - \epsilon_m, \sqrt{2}\epsilon_{12}, \sqrt{2}\epsilon_{13}, \sqrt{2}\epsilon_{23}\} \quad (6-77)$$

$$|\epsilon| = \frac{\sqrt{3}}{2} \gamma_{oct} \quad (6-78)$$

$$\epsilon_m = \frac{1}{3}(\epsilon_{11} + \epsilon_{22} + \epsilon_{33}) \quad (6-79)$$

式中： ϵ_{11} 、 ϵ_{22} 、 ϵ_{33} ——土单元的正应变；

ϵ_{12} 、 ϵ_{13} 和 ϵ_{23} ——土单元的剪应变；

γ_{oct} ——土单元八面体的剪应变。

将该矢量写成增量形式:

$$\boldsymbol{\varepsilon}^{t+\Delta t} = \boldsymbol{\varepsilon}^t + \boldsymbol{\varepsilon}^{\Delta t} \quad (6-80)$$

当矢量点积 $d\boldsymbol{\varepsilon}^{t+\Delta t} \cdot d\boldsymbol{\varepsilon}^t < 0$ 时即为土单元加、卸载发生转变的时刻。

因此,土单元的应力-应变关系式为

$$\begin{aligned} \sigma_{ij}^{t+\Delta t} &= \sigma_{ij}^t + \lambda^{t+\Delta t} \delta_{ij} \theta^{\Delta t} + 2\mu^{t+\Delta t} \varepsilon_{ij}^{\Delta t} \quad k=1,2,3 \\ \theta &= \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33} \end{aligned} \quad (6-81)$$

式中: λ, μ ——拉梅常数,按式(6-82)确定:

$$\lambda^{t+\Delta t} = \frac{\nu G^{t+\Delta t}}{1-2\nu} \quad \mu^{t+\Delta t} = G^{t+\Delta t} \quad (6-82)$$

其中: ν ——土的动泊松比;

δ ——Dirac δ 函数。

为了验证基于修正的 Martin-Seed-Davidenkov 动黏弹塑性模型加、卸载准则开发的土层时域非线性地震反应分析程序 SITE-ZHY1D 的可行性和稳定性,采用余弦波形加速度时程 $A=0.25\cos t$ 作为水平向输入地震动,其振幅为 0.25 m/s^2 , 振动周期为 6.28 s , 对表 6-1 的软弱场地进行动力反应分析,该软弱场地地表的加速度和位移反应时程与基岩输入加速度时程的对比如图 6-6 所示。由图可以看出,该程序对土体动黏弹塑性模型加、卸载拐点的判断准则是可行的。

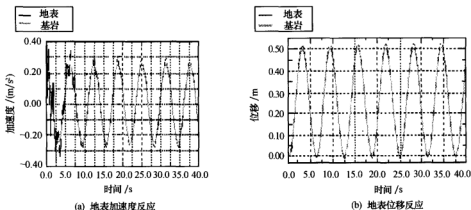
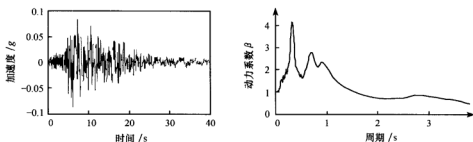
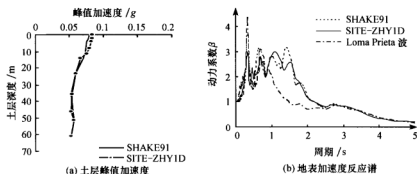
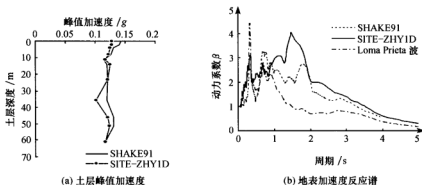


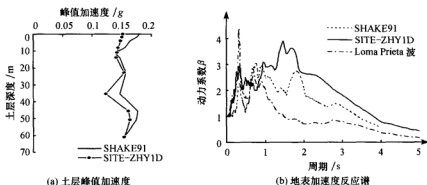
图 6-6 基岩输入余弦加速度时程时地表的加速度与位移反应

选取中长周期较为丰富的美国 Loma Prieta 加速度记录作为基岩输入地震动。Loma Prieta 波的加速度时程及反应谱如图 6-7 所示; 根据文献 [5]、[6], 100 年超越概率水平 63% (小震)、10% (中震) 和 3% (大震) 的南京河西地区某建筑群基岩水平向地震动峰值加速度分别为 $0.053g$ 、 $0.116g$ 和 $0.154g$, 这里 g 为重力加速度。输入地震波的峰值加速度按南京河西地区某建筑群基岩水平向地震动峰值加速度的大小进行调整, 以考虑输入地震动强度对场地地震反应的影响。

图 6-7 美国 Loma Prieta 地震加速度记录及其反应谱 β 谱

由图 6-8~图 6-10 可以看出：小震时，两种模型的计算结果基本吻合，用时域动黏弹塑性模型计算的上部四层土层面峰值加速度比用频域等效线性动黏弹性模型计算的结果要大；中震时，用时域动黏弹塑性模型计算的土层峰值加速度要比使用频域等效线性动黏弹性模型计算的结果明显偏小，尤其表现在场地的上部土层和下部土层的加速度变化上；大震时，用时域动黏弹塑性模型计算的土层峰值加速度要比用频域等效线性动

图 6-8 小震时土层峰值加速度与地表加速度反应谱 β 谱图 6-9 中震时土层峰值加速度与地表加速度反应谱 β 谱

图 6-10 大震时土层峰值加速度与地表加速度反应谱 β 谱

黏弹性模型计算的结果更加偏小。小震时,用两种模型计算的地表加速度反应谱基本相同;随着输入地震动峰值加速度的增大,用两种模型计算的地表加速度反应谱不再吻合,用时域动黏弹塑性模型计算的地表加速度反应谱值明显要比用频域等效线性动黏弹性模型计算的要大,尤其是在中、长周期部分,随着输入地震动峰值加速度的增大,时域动黏弹塑性模型与频域等效线性动黏弹性模型计算的地表加速度反应谱值的差异也增大。

各层土顶面的峰值加速度见表 6-3,这一结果与相关研究的成果基本吻合^[7,8]。在图 6-11 中给出了用两种不同模型计算的地表加速度时程的对比结果,随着输入地震动强度的增强,土体软化越显著,深厚软弱场地对输入地震动高频成分的滤波效果越明显,用动黏弹塑性模型计算时软弱场地对高频成分的滤波效果更加明显,这说明采用等效线性动黏弹性模型在模拟土的大变形特性时不如动黏弹塑性模型的效果理想。

表 6-3 时域和频域分析得到的各层土顶面峰值加速度比较 (单位: g)

输入地震 动水平 土 层	小 震		中 震		大 震	
	频域等效线性 动黏弹性模型	时域动黏弹 塑性模型	频域等效线性 动黏弹性模型	时域动黏弹 塑性模型	频域等效线性 动黏弹性模型	时域动黏弹 塑性模型
1	0.080	0.084	0.143	0.128	0.179	0.153
2	0.078	0.084	0.14	0.127	0.175	0.151
3	0.075	0.082	0.131	0.126	0.164	0.148
4	0.075	0.079	0.127	0.122	0.155	0.144
5	0.073	0.076	0.114	0.117	0.137	0.142
6	0.070	0.066	0.12	0.126	0.146	0.141
7	0.060	0.060	0.121	0.121	0.157	0.153
8	0.052	0.054	0.12	0.101	0.147	0.124
9	0.056	0.052	0.13	0.121	0.177	0.161
10	0.057	0.056	0.131	0.124	0.174	0.164

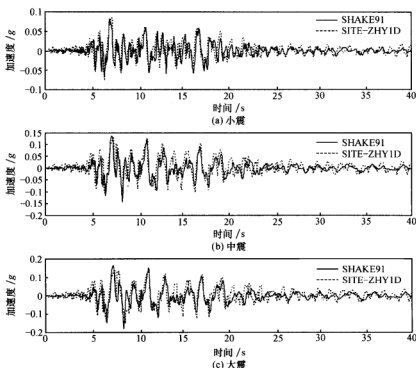


图 6-11 两种土体动本构模型计算的地表加速度时程对比

6-5 深软场地地震效应及其影响因素

场地条件是影响震害的主要因素之一，深软场地上的建筑物，其震害一般较为严重。例如，1967 年加拉加斯地震，虽然地震烈度不高，但由于场地冲积层厚度超过 160 m，地震卓越周期较长，高层建筑破坏率甚高。江河下游或沿海地区多是深软的沉积层，由于形成年代与成因类型的差异，各土层的动力特性也表现出明显的不均匀性，土的结构性及层状构造较为显著。软弱土层所处的土层位置和厚度的不同都可能对场地地震效应产生明显的影响。当软弱土层位于土表面时，对地表地震动有着显著的影响。不少学者研究过软弱夹层土对场地地震效应的影响，指出此类场地的地震动有两个重要特征：一是地表地震动加速度放大效应被削弱，其削弱程度与软弱夹层的剪切波速、波阻抗、厚度及埋深有关；二是地表地震动加速度反应谱曲线呈现出双峰特征。在场地震动效应分析中，常用水平成层场地模型来模拟实际场地，地震动从基岩面输入；但是，在实际工作中真实基岩面的位置难以确定。因此，常用简单的方法来选取基岩地震动的输入界面，如：①选择剪切波速大于某一数值，如 500 m/s 的土层；②上下两层的剪切波速比大于 2 时，取下层为输入层。对覆盖深软土层的场

地, 为了开展工程场地地震安全性评价工作, 需要获取场地不同深度处的土层资料; 由于基岩 (或剪切波速值大于 500 m/s 的土层) 埋藏很深, 要想获取整个土层的资料, 需要花费大量的经费和时间。如能选取埋藏较浅、土质较好的某一土层作为地震动的输入界面进行场地地震效应分析, 如其结果与把基岩 (或剪切波速值大于 500 m/s 的土层) 作为地震动输入界面的结果比较接近, 能满足工程抗震分析的实用要求, 这时可以不需要获取更深处的土层资料, 从而节约经费和时间。因此, 研究软弱表层土厚度、软弱夹层土埋深和厚度、互层土地及地震动输入界面的选取对深软场地地震效应的影响, 对重大工程场地的地震安全性评价与地基抗震防灾具有重要的现实意义^[9~14]。

6-5-1 场地条件与输入地震动特性^[9]

选取有代表性的 4 个深软场地: 场地 1 选自南京河西地区, 覆盖层厚 61.1 m, 土层剖面资料见表 6-1, 场地 2 选自江苏盐城, 覆盖层厚 88.0 m; 场地 3 选自天津, 覆盖层厚 100.0 m; 场地 4 选自上海, 覆盖层厚 280 m, 场地 2 至场地 4 的土层剖面资料见表 6-4, 计算采用的各类土的动剪切模量比和阻尼比与剪应变幅值的关系曲线如图 6-5 所示。场地 1 和场地 2 用于分析软弱表层土对地表地震动参数及场地地震效应特性的影响, 场地 1 和场地 2 均含有互层土, 应予以特别重视; 场地 3 用于分析软弱夹层土对地表地震动参数的影响; 场地 1、场地 2 和场地 4 用于分析输入地震动特性和场地条件对软弱场地地震效应的影响; 场地 3 和场地 4 用于分析地震动输入界面的选取对场地地震效应的影响。土的动力本构模型采用等效线性黏弹性模型, 采用美国通用软件 SHAKE91 分析深软场地的地震效应。

表 6-4(a) 场地 2 的土层资料和剪切波速随土层深度的变化

层号	层厚 /m	土层描述	重度 γ / (kN/m ³)	v_s / (m/s)
1	2.0	黏土, 灰色, 可塑, 饱和	19.3	100.0
2	2.0	淤泥质粉质黏土, 灰色, 软塑, 饱和	18.3	88.0
3	4.0	粉质黏土与粉土互层, 灰黄	18.9	150.7
4	9.2	粉土, 灰-灰黑, 稍密	20.1	208.2
5	9.2	黏土, 灰色, 可塑	19.3	264.0
6	19.6	粉土与黏土互层, 灰-灰黄	19.2	224.4
7	15.5	粉质黏土, 灰黑, 可塑	19.7	278.5
8	11.5	黏土, 灰黑, 硬塑	19.3	323.8
9	7.4	粉土, 灰黑	20.1	389.0
10	7.6	黏土, 灰-灰黑, 硬塑	19.7	455.7

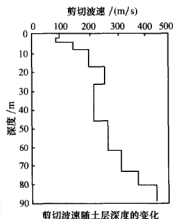


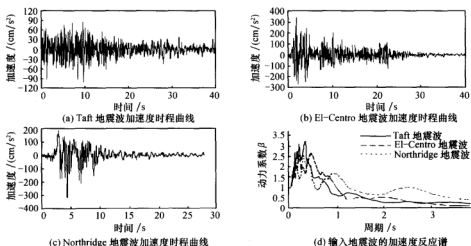
表 6-4(b) 场地 3 的土层资料和剪切波速随土层深度的变化

层号	层厚 /m	土层描述	重度 γ /(kN/m^3)	v_s /(m/s)	<p>剪切波速 /(m/s)</p> <p>深度 /m</p> <p>剪切波速随土层深度的变化</p>
1	4.0	黏土, 灰黄, 软塑	19.8	135.2	
2	4.0	粉质黏土, 褐黄色, 可塑, 饱和	20.2	124.2	
3	3.7	黏土, 灰绿色, 可塑	19.8	242.8	
4	13.0	粉土, 黄色	20.1	210.4	
5	17.0	粉细砂, 灰黑, 稍密	19.6	279.6	
6	11.0	黏质粉土, 灰黄, 可塑	20.1	338.4	
7	16.0	中细砂, 灰黄, 中密	19.6	374.9	
8	11.3	粉质黏土, 深灰, 可塑	20.2	425.3	
9	14.0	粉细砂, 深灰, 密实	19.6	461.5	
10	6.0	黏土, 灰色, 硬塑	19.8	501.6	

表 6-4(c) 场地 4 的土层资料和剪切波速随土层深度的变化

层号	层厚 /m	土层描述	重度 γ /(kN/m^3)	v_s /(m/s)	<p>剪切波速 /(m/s)</p> <p>深度 /m</p> <p>剪切波速随土层深度的变化</p>
1	1.13	填土, 灰-灰黑	19.00	100.1	
2	19.01	淤泥质粉质黏土, 褐黄色, 软塑, 饱和	19.00	139.4	
3	9.41	粉质黏土, 灰绿色, 可塑	18.20	255.4	
4	12.00	粉细砂, 灰色, 稍密	19.20	203.5	
5	22.70	粉质黏土夹砂, 灰黄, 可塑	19.00	279.8	
6	20.00	中细砂, 灰黄, 稍密	19.50	374.9	
7	10.00	粉质黏土, 黄色, 可塑	20.00	338.4	
8	32.20	含砾中粗砂, 灰-灰黄, 中密	20.20	372.1	
9	30.55	黏土, 杂色, 硬塑	20.04	388.9	
10	73.00	含砾中粗砂, 灰-灰黄, 中密	20.60	433.5	
11	30.00	黏土, 杂色, 硬塑	20.80	441.2	
12	20.00	中粗砂, 灰-灰黑, 密实	21.00	491.5	

选取具有不同频谱特征的 Taft、El-Centro 和 Northridge 地震记录作为输入地震动, 以反映输入地震动特性对场地地震效应的影响。图 6-12 为 3 个地震加速度记录的时程和反应谱曲线。Taft 波为露头基岩记录, 卓越周期 0.357 s; El-Centro 波为一般冲积场地记录, 卓越周期 0.476 s; Northridge 波的反应谱曲线为三峰, 三峰对应的周期分别为 0.313 s、1.00 s 和 2.50 s。为了考虑地震动强度对深软场地地震效应的影响, 将输入地震动峰值加速度调整为 35 cm/s^2 、 70 cm/s^2 和 98 cm/s^2 。将 Taft、El-Centro 和 Northridge 波相应于 3 个峰值加速度水平下的时程分别记为 T1、T2、T3, E1、E2、E3 和 N1、N2、N3。

图 6-12 3 条输入地震波的加速度时程及其反应谱 β 谱曲线

6-5-2 软弱表层土对深软场地地震效应的影响

为了研究软弱表层土对深软场地地表峰值加速度 a_{\max} 及其放大系数 λ 的影响,以基岩埋深、土层剪切波速随深度变化有显著差异的场地 1 和场地 2 作为研究对象,将剪切波速为 98 m/s、重度为 18.3 kN/m³ 的淤泥质粉质黏土层置于地表,替换场地 1 和场地 2 原地表的土层。

1. 场地 1 的地震效应分析

将场地 1 的软弱表层土厚度从 2 m 依次增加到 30 m,构造了 18 个土层剖面,共进行了 162 种工况的场地地震效应分析。软弱表层土的厚度与地表峰值加速度 a_{\max} 及放大系数 λ 的关系如图 6-13 所示,图中 H_{fb} 表示软弱表层土的厚度。

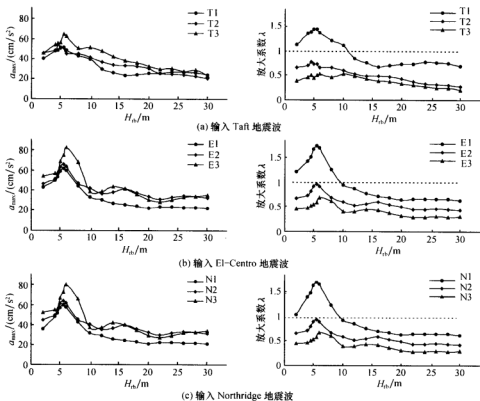
可以看出,软弱表层土厚度和输入地震动特性对场地 1 的地表峰值加速度 a_{\max} 及放大系数 λ 有明显的影响,且存在一定的规律性:

(1) 对给定的输入地震动,当 H_{fb} 达到一定值时,地表峰值加速度 a_{\max} 有最大值;对于上述 3 条输入地震波,该 H_{fb} 值大约为 6 m。

(2) 对给定的输入地震动及峰值加速度水平,当 H_{fb} 大于 20 m 时,地表峰值加速度 a_{\max} 值基本不变。

(3) 一般地,输入地震动的强度越大,地表峰值加速度 a_{\max} 越大、放大系数 λ 越小。

(4) 当 H_{fb} 大于 11 m 左右时,地表峰值加速度的放大系数 λ 均小于 1.0;对输入地震动峰值加速度为 70 cm/s² 和 98 cm/s² 的情况,不论 H_{fb} 值的大小,地表峰值加速度的放大系数 λ 均小于 1.0。由此可见,在中、强地震动作用下,该场地具有显著的减震作用。

图 6-13 软弱表层土的厚度对场地 1 的地表峰值加速度 a_{\max} 及放大系数 λ 的影响

2. 场地 2 的地震效应分析

将场地 2 软弱表层土厚度从 2 m 依次增加到 36 m, 构造了 21 个土层剖面, 进行了 189 种工况的场地地震效应分析, 软弱表层土厚度与地表峰值加速度 a_{\max} 及放大系数 λ 的关系如图 6-14 所示。

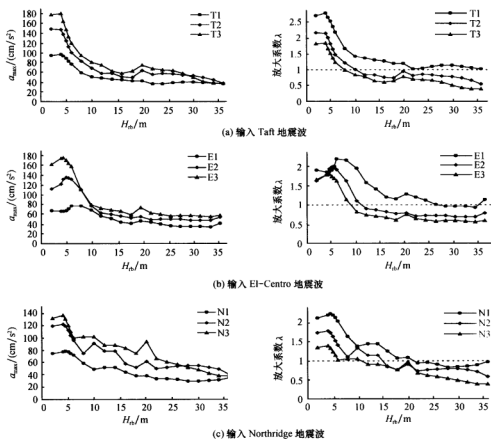
可以看出, 软弱表层土厚度和输入地震动特性对场地 2 的地表峰值加速度 a_{\max} 及放大系数 λ 同样有明显的影 响, 并存在一定的规律性:

(1) 对于给定的输入地震动及峰值加速度水平, 地表峰值加速度 a_{\max} 及放大系数 λ 随着软弱表层土厚度的增大而减小。

(2) 对于给定的软弱表层土厚度, 随着输入地震动峰值加速度的增大, 地表峰值加速度 a_{\max} 增大, 但其放大系数 λ 减小。

(3) 当软弱表层土厚度小于一定值时, 输入地震动峰值加速度水平对地表峰值加速度 a_{\max} 的影响显著。

(4) 对于给定的输入地震动, 当软弱表层土厚度超过一定范围时, 地表加速度峰值 a_{\max} 和放大系数 λ 基本不变; 当输入 Taft 地震波和 El-Centro 地震波时, 此软弱表层土

图 6-14 软弱表层的厚度对场地 2 的地表峰值加速度 a_{\max} 及放大系数 λ 的影响

厚度值约为 20 m，而当输入 Northridge 地震波时，此软弱表层的厚度值较大；这是由三种地震波不同的频谱特性所决定的。

(5) 在输入地震动峰值水平较高的情况下，当软弱表层土厚度超过一定范围时，地表峰值加速度放大系数会小于 1，场地可起到减震作用；当输入 Taft 地震波和 El-Centro 地震波时，此厚度大约为 10 m；当输入 Northridge 地震波时，此厚度约为 15 m。

文献 [10] 分析了某 40 m 厚场地的地震效应，认为，输入地震动相同时，随着软弱表层土厚度的增加，地表峰值加速度 a_{\max} 减小；软弱表层土的厚度越大，加速度放大系数 λ 越小。可以看出，这个结论对不同的场地条件和输入地震动未必成立，与本例算的结果也有所不同。

比较场地 1 和场地 2 的计算结果，两者的结论存在一定的差异，但基本规律是一致的：

(1) 对给定的输入地震动，当软弱表层土厚度超过一定界限值时，地表峰值加速度 a_{\max} 及放大系数 λ 的变化已不再明显，这个界限值与场地条件和输入地震动特性有关。

(2) 对不同的输入地震动，场地 1 和场地 2 的软弱表层土厚度 H_b 达到一定界限值

时,均使地表峰值加速度 a_{\max} 达到最大值;对场地 1, H_{nb} 的界限值约为 6 m;对场地 2, H_{nb} 的界限值约为 5 m。

(3) 当软弱表层土厚度 H_{nb} 超过一定的界限值时,地表峰值加速度放大系数 λ 小于 1,即软弱表层土可起到减震作用;对于同一场地,输入地震动强度越大, H_{nb} 的界限值越小;对场地 1,当输入地震动水平较高时,不论软弱表层土的厚度大小,地表峰值加速度放大系数 λ 均小于 1,即场地具有减震作用。

6-5-3 软弱夹层土对深软场地地震效应的影响

目前对软弱夹层土的定义有多种,大致可归纳为两类。一类是以土层剪切波速的大小来衡量,如文献 [11] 认为是具有高压缩性、低强度的土层,给出的物性指标是土层的剪切波速在 100 m/s 左右,甚至更低。又如文献 [10] 定义软弱夹层土是指土层剖面中剪切波速小于 140 m/s 且波速值最小的土层。另一类是以相邻土层的波阻抗或波速比来衡量,如以夹层土的剪切波速与其相邻顶层土的剪切波速之差大于相邻顶层波速 30% 作为软弱夹层土的定义指标。参照文献 [11],这里,将剪切波速小于 100 m/s 的软黏土层作为软弱夹层,将其置于场地剖面的不同位置,研究软弱夹层土的位置和厚度对场地地震效应的影响。

1. 软弱夹层土的埋深对场地地震效应的影响

选取场地 3 的土层剖面,将 2 m 厚的软夹层依次置于场地的不同深度上,取代原同土层而构成新的计算剖面。软弱夹层土埋深从 2 m 依次增加到 62 m,构造了 16 个剖面,选取 Taft 波和 El-Centro 波作为输入地震动,进行了 96 种工况的场地地震效应分析,结果如图 6-15 所示。图中 D_0 表示软弱夹层土埋深。

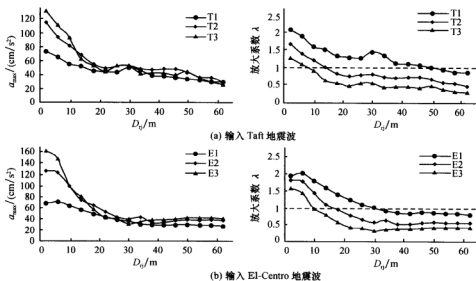


图 6-15 软弱夹层埋深对场地 3 地表峰值加速度 a_{\max} 和放大系数 λ 的影响

从图 6-15 可以看出:

(1) 对给定的输入地震动, 随着软弱夹层土埋深的增加, 地表峰值加速度 a_{\max} 及放大系数 λ 都有减小的趋势; 当 D_0 大于约 20 m 时, 软弱夹层土埋深对地表峰值加速度 a_{\max} 值及放大系数 λ 影响已不明显。

(2) 对 Taft 波和 El-Centro 波, 当 D_0 大于约 20 m 时, 输入地震动强度对地表峰值加速度 a_{\max} 值的影响非常小。

(3) 对给定的输入地震动, 存在 D_0 的临界值 $D_{0, \text{cri}}$, 当软弱层埋深超过 $D_{0, \text{cri}}$ 值时, 放大系数 λ 小于 1.0, 场地具有减震作用; 即使对同一场地, 这个 $D_{0, \text{cri}}$ 值也不是固定的, 而是与输入地震动特性有关的。

由以上分析表明, 用 2 m 厚的软弱夹层土替代场地相应深度处的土层, 对整个土层的等效剪切波速影响不大, 但对地表地震动的影响是不可忽视的。

2. 软弱夹层土的厚度对场地地震效应的影响

以场地 3 为研究对象, 为考虑不同土层深度处的软弱夹层土厚度对地表峰值加速度的影响, 选取了两个计算位置, 分别取为地表下 9 m 和 22 m 处。软弱夹层土的厚度由 2 m 依次增加到 10 m, 且替代原场地剖面相应位置处的土层, 构成了 5 个计算剖面。选取 Taft 和 El-Centro 地震波作为输入地震动, 共进行了 60 种工况的场地地震效应分析, 结果如图 6-16 和图 6-17 所示。图中 H_0 表示软弱夹层土的厚度。

从图 6-16 和图 6-17 可以看出, 软弱夹层土厚度对地表峰值加速度有影响, 软弱夹层土在场地剖面中的位置不同, 其厚度对地表地震动的影响也不同; 若软弱夹层土所处位置较浅, 对于给定的输入地震动, 地表峰值加速度 a_{\max} 及放大系数 λ 均随着软弱夹层

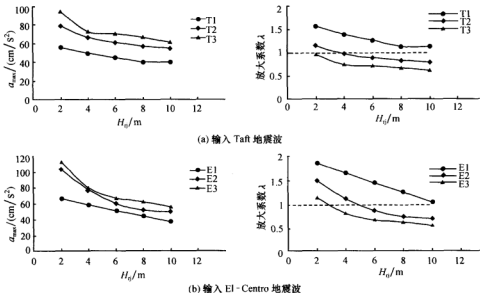
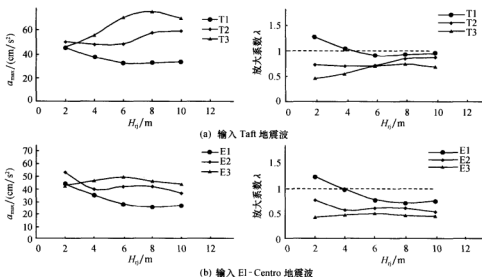


图 6-16 地表下 9 m 处软弱夹层土的厚度对场地 3 地表峰值加速度 a_{\max} 及放大系数 λ 的影响

图 6-17 地表下 22 m 处软弱夹层土厚度对场地 3 地表峰值加速度 a_{max} 及放大系数 λ 的影响

土厚度的增加有减小的趋势；当软弱夹层土所处位置较深时，对于不同的输入地震动，软弱夹层土的厚度对地表峰值加速度 a_{max} 及放大系数 λ 的影响有很大的不同。因此，根据土层等效剪切波速和覆盖层厚度划分场地类别而忽视土层排列顺序的影响，似有不妥之处。

6-5-4 互层土对深软场地地震效应的影响

图 6-18 (a) 为场地 1 在 Northridge 地震波作用下土层的最大剪应变随土层深度的变化，图 6-18 (b) 为场地 2 在 El-Centro 地震波作用下土层的最大剪应变随土层深度的变化。从图中可以看到，场地 1 在深度为 11.0~14.0 m 范围内的淤泥质土层的最大剪应变较其他土层大，在地震动强度较大时可达 1.4%，在此状态下土层已接近或达到

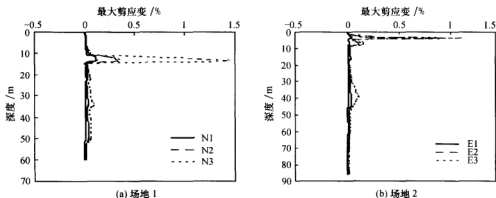


图 6-18 场地 1 和场地 2 的最大剪应变随土层深度的变化

破坏。场地 2 在深度 4.0~8.0 m 范围内土层的最大剪应变值发生突变,最大可达 1.1%;而在深度为 27.0~45.0 m 范围内土层的最大剪应变值相对较大,最大可达 0.14%;这两个位置正处于粉质黏土与粉土互层、粉土与黏土互层的位置。由于互层土特殊的层理构造,两种不同性质土类的接触面是力学性质较差的薄弱面,其间的黏结力微弱,在地震动作用下很可能产生层面间的相对错动。因此,可以认为,由于互层土的存在造成深度 4.0~8.0 m 和 27.0~45.0 m 范围内土层的剪应变急剧增大。

庄海洋和陈国兴等(2005)的研究表明^[12],在强地震动作用下,互层土对地震波有很强的滤波作用,且互层土的最大剪应变远大于一层土,在水平地震动作用下很容易接近或达到破坏状态;互层土具有滤波效应和应变剧变现象的主要原因在于其特殊的“千层饼”构造,既不同于黏性土,也不同于砂性土,在互层土内不同性质土的薄层面上形成薄弱面,使得互层土具有明显的滤波作用,同时产生很大的应变。

6-5-5 场地条件对深软场地地震效应的影响

为便于对比场地条件对场地地震效应的影响,取地表下 50 m 深度以浅的土层作为比较对象。图 6-19~图 6-21 分别为场地 1、场地 2 和场地 4 在不同地震动作用下的峰值加速度放大系数随土层深度的变化。在不同的输入地震动作用下,场地 2 的地表峰值

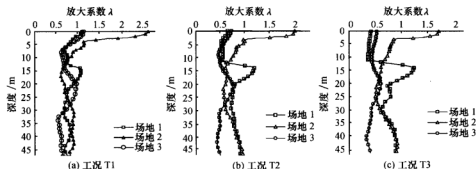


图 6-19 Taft 地震波作用下 3 个场地的峰值加速度放大系数比较

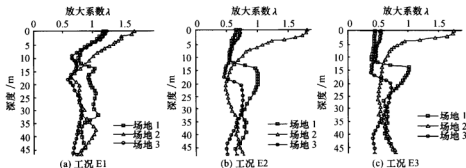


图 6-20 El-Centro 地震波作用下 3 个场地的峰值加速度放大系数比较

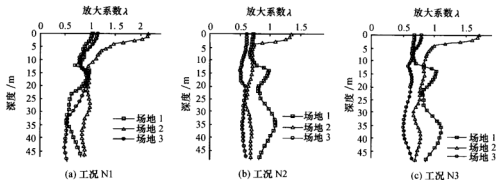


图 6-21 Northridge 地震波作用下 3 个场地的峰值加速度放大系数比较

加速度放大系数最大。鉴于场地 2 近地表的黏土层和淤泥质粉质黏土层的剪切波速均较小,把这两层土看作场地的软弱土层。

软弱表层土对地表峰值加速度放大系数的影响与其厚度有关。文献 [10] 指出,软弱表层土厚度越大,地表峰值加速度放大系数越小;当软弱表层厚度大于 6 m 左右时,地表峰值加速度放大系数小于 1.0。场地 2 的软弱表层土厚度为 4.0 m,地表峰值加速度放大系数均大于 1.0;场地 1 的软弱表层土厚度为 2.0 m,但地表峰值加速度放大系数并不都大于 1.0。虽然场地 1 和场地 4 的覆盖层厚度相差甚大,但地表峰值加速度放大系数相当。可见,单从覆盖层厚度来判断地表峰值加速度的大小是不妥当的;场地地震效应与场地土层分布、土质条件和覆盖层厚度、输入地震动特性等多种因素有关。

6-5-6 输入地震动特性对深软场地地震效应的影响^[13]

为了探讨输入地震动特性对场地地震加速度反应的影响,对场地 1、场地 2 和场地 4 进行了不同的输入地震波、不同峰值加速度水平的 27 种工况的地震反应分析。以土层剪切波速 $v_s \geq 500$ m/s 的假想基岩面作为地震动的输入界面,表 6-5 给出了 3 个场地在不同的输入地震波及峰值加速度水平下的地表峰值加速度放大系数,图 6-22~图 6-24 给出了 3 个场地在不同的输入地震动作用下土层峰值加速度放大系数随土层深度的变化。

表 6-5 各场地的地表峰值加速度放大系数

基岩输入地震动		Taft 波			El-Centro 波			Northridge 波		
输入地震动峰值加速度/(cm/s ²)		35	70	98	35	70	98	35	70	98
地表峰值加速度放大系数	场地 1	1.121	0.652	0.411	1.163	0.659	0.447	1.082	0.690	0.725
	场地 2	2.651	2.043	1.715	1.730	1.811	1.761	2.157	1.725	1.351
	场地 4	1.158	0.721	0.527	1.261	0.721	0.555	1.153	0.788	0.621

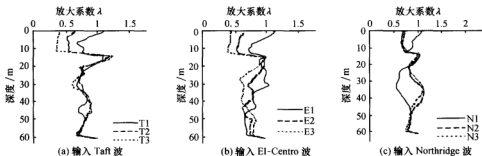


图 6-22 不同输入地震动作用下场地 1 的峰值加速度放大系数随土层深度的变化

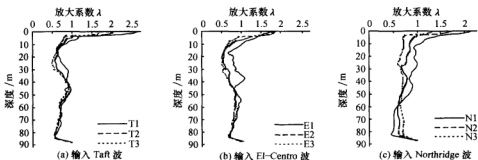


图 6-23 不同输入地震动作用下场地 2 的峰值加速度放大系数随土层深度的变化

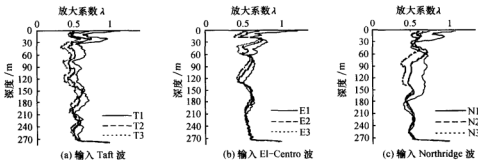


图 6-24 不同输入地震动作用下场地 4 的峰值加速度放大系数随土层深度的变化

由表 6-5 可以看出, 地表地震动峰值加速度放大系数随场地条件和输入地震动的不同而不同, 而且基岩输入地震动峰值加速度对场地地表地震动峰值加速度也存在规律性的影响。一般地, 场地地表地震动峰值加速度放大系数随基岩输入地震动峰值加速度的增大而减小, 这可能是输入地震动峰值加速度的增大使土层的剪应变水平增大、剪切模量降低所致; 但在 El-Centro 地震波作用下, 场地 2 的地表地震动峰值加速度放大系数并不随基岩输入地震动峰值加速度的增大而减小; 场地 1 在 Northridge 波作用下也有类似现象, 这可能是土层已经破坏所致。此外, 在这 3 个软弱场地中, 场地 2 的地表地

震动峰值加速度放大系数最大；虽然场地4的覆盖层厚度达280 m，但其地表地震动峰值加速度放大系数并不是很大。

从图6-22可看出，在不同峰值加速度的Northridge地震波作用下，场地1的峰值加速度放大系数已不呈现规律性变化，初步判定是在基岩输入地震动峰值加速度较大的情况下浅层土已经发生破坏所致。在Taft地震波作用下，场地1在深度约15m处峰值加速度放大系数有突变，应引起工程界足够的重视。这可以认为是此处的软弱淤泥质土层所致^[14~16]。

从图6-23可看出，在3条不同的基岩输入地震动作用下，场地2近地表的地震动峰值加速度放大系数都表现出急剧地增大现象，这与地表层的软弱土层有很大关系。

由图6-22~图6-24可看出，对于给定的基岩输入地震动，输入地震动的峰值加速度不同，场地的加速度放大系数也不同，且在地表处表现得最为明显，随着深度的增加，其差异逐步减小；此外，3个场地的土层峰值加速度放大系数的差异有随着输入峰值加速度的增大而增大的趋势；场地1和场地4的这个特征表现得较为明显。

6-5-7 地震动输入界面的选取对深软场地地震效应的影响^[17]

1. 地震动输入界面的选取

对场地3，选取了7个地震动输入界面，输入界面的土层深度从24.7 m变化至100 m、剪切波速从210.1 m/s变化到约500 m/s；对场地4，选取了8个地震动输入界面，输入界面的深度从29.55 m变化至280.0 m、剪切波速从203.5 m/s变化到610.0 m/s。见表6-6。

表6-6 地震动输入界面处的土层深度和剪切波速

输入位置		1	2	3	4	5	6	7	8
场地3	深度/m	24.7	41.7	52.7	68.7	80	94	100	—
	$v_s/(m/s)$	210.4	279.6	338.4	374.9	425.3	461.5	501.1	—
场地4	深度/m	29.55	55.85	84.25	126.45	158.0	200.0	239.6	280.0
	$v_s/(m/s)$	203.5	279.8	338.4	372.1	423.0	523.0	574.6	610.0

2. 地震动输入界面的选取对地表地震动峰值加速度的影响

图6-25给出了场地3从不同界面处输入地震动时的地表地震动峰值加速度。可以看出，对于给定的输入地震动，当地震动输入界面的深度超过位置4时，地表地震动的峰值加速度的变化不大，与从假想基岩面（ $v_s \geq 500$ m/s）输入地震动时的计算结果（假想的实际值）相比，其差异在20%以内。

图6-26给出了场地4从不同界面处输入地震动时的地表地震动峰值加速度。当输入Taft地震波的峰值加速度为 35 cm/s^2 时，地震动输入界面从位置4到位置6，土层深度从126.45 m增加200 m，土层剪切波速从372.1 m/s增加到523 m/s，前者的地表

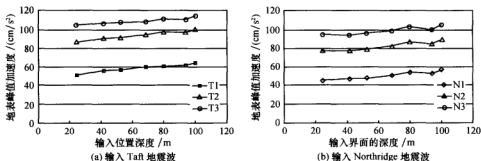


图 6-25 场地 3 从不同界面处输入地震波所得的地表峰值加速度

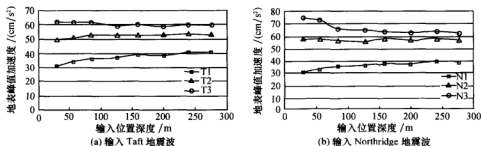


图 6-26 场地 4 从不同界面处输入地震波所得的地表峰值加速度

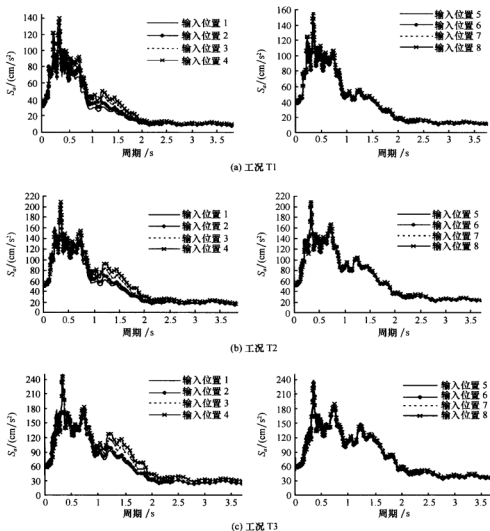
地震动峰值加速度为 37.2 cm/s^2 ，后者为 38.8 cm/s^2 ，埋深相差约 75 m ，剪切波速值相差约 150 m/s ，计算得到的地表地震动峰值加速度几乎没有差别；对于输入 Taft 地震波的峰值加速度为 70 cm/s^2 和 98 cm/s^2 的情况，其结果之间的差异也很小。虽然 8 个地震动输入界面的土层剪切波速从 203.5 m/s 变化至 610.0 m/s ，但地表地震动峰值加速度的差别不大。当地震动输入界面的位置超过 5 （土层剪切波速为 423.0 m/s ）以后，与从假想基岩面（ $v_s \geq 500 \text{ m/s}$ ）输入地震动时的计算结果相比，地表地震动加速度峰值的相对差异在 10% 以内。输入 Northridge 地震波时的情况也与此相似。

因此，就地表地震动峰值加速度而言，选择剪切波速小于 500 m/s 的土层作为地震动的输入界面也是可以的。对于场地 3 和场地 4，可以考虑选择剪切波速 400 m/s 左右的土层作为地震动的输入界面。

3. 地震动输入界面的选取对地表地震动峰值加速度反应谱的影响

图 6-27 为场地 4 从不同界面处输入 Taft 地震波时的地表地震动加速度反应谱 S_a 曲线。数值计算表明，与从假想基岩面（ $v_s \geq 500 \text{ m/s}$ ）输入地震动时的计算结果（假想的实际值）相比，可得到如下结论：

（1）随着地震动输入位置深度的增加，场地地表的加速度反应谱谱值逐渐增加，而且增加的程度越来越小。

图 6-27 场地 4 从不同界面处输入 Taft 地震波时所得的地表加速度反应谱 S_a 曲线

(2) 随着地震动输入界面深度(土层剪切波速)的增大,场地地表地震动的加速度反应谱逐渐地向实际值接近。当在界面 1(剪切波速为 203.5 m/s)输入地震动时,其结果与在界面 8 输入地震动时的计算结果(假想的实际值)相差很大,两者的加速度反应谱在某些周期处的差异可高达 50%以上;当地震动输入界面的位置超过 4(剪切波速为 372.1 m/s)以后,两者的加速度反应谱的最大差异在 30%以下;当地震动输入界面的位置超过 5 以后,两者的加速度反应谱的最大差异在 15%以下。

(3) 当输入地震动峰值水平为 0.35 m/s^2 时,从土层不同深度处输入地震动时的地表地震动加速度反应谱在周期 $T < 0.7 \text{ s}$ 部分较之(假想的)实际值的相对差异在 30%以下;而在 $T > 0.7 \text{ s}$ 部分的相对差异较大。当输入地震动峰值水平为 0.70 m/s^2 时,

两者在周期 $T < 0.9$ s 部分的相对差异小于 30%；而在 $T > 0.9$ s 部分的相对差异较大。当输入地震动峰值水平为 0.98 m/s^2 时，两者在周期 $T < 1.0$ s 部分的相对差异都小于 30%；而在 $T > 1.0$ s 部分的相对差异较大。

就地表地震动加速度反应谱而言，输入 Northridge 地震波时的计算结果与输入 Taft 地震波时的情况相类似，限于篇幅，不再赘述。

从地表地震动峰值加速度及其反应谱来看，对于场地 3 和场地 4 上的一般建筑物，可以把剪切波速 400 m/s 左右的土层作为地震动的输入界面，这与文献 [18] 的结论基本一致；而对长周期的建筑物，应慎重选择地震动输入的界面，以选取剪切波速大于 500 m/s 的土层或真实基岩面作为地震动的人射界面为宜。

6-6 土动力参数的变异性对深软场地地表地震动参数的影响

目前，土的动剪模量比和阻尼比主要是通过动三轴或共振柱试验确定，国内外许多研究者对不同地区各类土的动剪切模量比和阻尼比进行了大量的试验研究，并取得了许多有价值的研究成果^[19~25]。然而，这些成果是基于大量试验数据资料给出的土的动剪切模量比和阻尼比与剪应变幅值的平均关系曲线，由于实际场地千差万别、不同仪器的动剪切模量比和阻尼比试验测试技术存在差异及影响土的动剪切模量比和阻尼比因素的复杂性，试验结果具有较大的离散性。土的最大动剪切模量是通过土层剪切波速确定的，而同一工程场地不同的测点、不同的测试技术及分析方法等都可能导致土层剪切波速测试结果的离散性，剪切波速测试结果的准确性对土层地震反应的影响是显而易见的。土动力参数不确定性对土层地震反应的影响，已引起研究人员的关注，得出了一些初步的规律^[26~31]，这些研究限于单一的土的动剪切模量不确定性、阻尼比不确定性或者均质场地土动力参数不确定性对地表加速度峰值及其反应谱的影响，对于同时考虑土的动剪切模量和阻尼比的离散程度（变异性）对场地地表地震动参数的影响尚缺乏研究。目前，在工程场地地震安全性评价工作中对土的动剪切模量和阻尼比的测试结果及基于此得出的场地设计地震动参数的可靠性没有足够的把握，土的动剪切模量和阻尼比的离散程度（变异性）对场地地震动参数的影响尚缺乏深入的研究。鉴于此，陈国兴和刘雪珠等（2007）^[32]对土的动剪切模量（剪切波速）和阻尼比的变异性对场地地表地震动参数的影响进行了研究。

6-6-1 场地条件与基岩输入地震动

这里，以南京地铁沿线场地为研究背景，选取 3 个有代表性的典型场地。场地 1 主要以软-可塑状的粉质黏土组成，局部夹薄层粉细砂；场地 2 以粉细砂为主，松散-密实状态，局部夹有软弱夹层；场地 3 主要为流塑状的淤泥质粉质黏土、粉质黏土与粉细砂互层、粉质黏土及粉细砂。上述 3 个场地的土层厚度、天然密度及剪切波速见表 6-7。

土的动剪切模量比和阻尼比平均值及其标准差见表 4-4 和图 4-39。可以看出，土的动剪切应变为 1×10^{-4} 时，土的动剪切模量比标准差为 3.7%~6%、阻尼比标准差为 11%~24%。

表 6-7 (a) 场地 1 的土层厚度、天然密度及剪切波速

层号	土层描述	层厚/ m	$\gamma/(\text{kN}/\text{m}^3)$	$v_s/(\text{m}/\text{s})$	<p>剪切波速 $v_s/(\text{m}/\text{s})$</p> <p>深度 /m</p> <p>剪切波速随土层深度的变化</p>
1	杂填土夹碎砖等, 结构松散	2.7	—	171	
2	粉质黏土, 软-可塑、局部为低塑性土	2.5	19.5	192	
3	粉质黏土, 软-可塑、局部为低塑性土	3.3	19.9	236	
4	粉质黏土, 可塑-硬塑、夹少量铁锰结核、局部为黏土	3.5	19.3	235	
5	粉质黏土, 局部夹薄层粉土、粉细砂或粉质黏土与粉细砂互层	4.0	18.8	197	
6	粉质黏土, 局部为淤泥质黏土、底部夹少量砾石	6.5	18.2	191	
7	软-可塑状粉质黏土, 局部含薄层粉细砂	3.5	19.9	219	
8	可塑状粉质黏土	3.5	20.0	240	
9	可塑状粉质黏土, 局部硬塑、夹粉土	2.8	20.2	263	

表 6-7 (b) 场地 2 的土层厚度、天然密度及剪切波速

层号	土层描述	层厚/ m	$\gamma/(\text{kN}/\text{m}^3)$	$v_s/(\text{m}/\text{s})$	<p>剪切波速 $v_s/(\text{m}/\text{s})$</p> <p>深度 /m</p> <p>剪切波速随土层深度的变化</p>
1	杂填土, 夹碎砖等, 结构松散	2.0	—	171	
2	软-可塑状粉质黏土	2.3	19.8	192	
3	粉土, 饱和、中-稍密、局部夹薄层粉质黏土	1.2	20.2	219	
4	粉砂夹细砂, 饱和、松散、局部夹薄层粉土	4.5	20.1	138	
5	粉砂夹细砂, 中-稍密、局部夹薄层粉质黏土	8.0	19.5	204	
6	粉细砂, 中密、局部夹薄层粉质黏土	10.0	19.0	239	
7	粉细砂, 密实-中密	14.5	19.0	300	

表 6-7 (c) 场地 3 的土层厚度、天然密度及剪切波速

层号	土层描述	层厚/ m	$\gamma/(\text{kN}/\text{m}^3)$	$v_s/(\text{m}/\text{s})$	<p>剪切波速 $v_s/(\text{m}/\text{s})$</p> <p>深度 /m</p> <p>剪切波速随土层深度的变化</p>
1	杂填土, 结构松散, 局部夹淤泥质土	1.8	—	171	
2	淤泥质粉质黏土, 流-软塑状	4.7	17.4	108	
3	粉质黏土与粉细砂互层, 软-可塑	2.6	19.0	129	
4	粉质黏土 (局部夹粉砂, 稍密)	10.0	19.0	168	
5	粉细砂, 稍密-中密 (局部夹粉土)	25.7	18.9	204	
6	粉细砂, 中密-密实 (局部夹粉土、砾砂)	5.2	21.2	239	

基岩输入地震动采用南京地铁某站点场地地震安全性评价给出的 100 年超越概率 63% (小震)、10% (中震) 及 3% (大震) 的基岩人工地震波, 峰值加速度分别为 0.053g、0.116g 和 0.154g, 图 6-28 给出其中一条南京人工地震波时程曲线; 同时, 采用图 6-7 所示的美国强震加速度记录 Loma Prieta 波作为基岩输入地震动, 其峰值加速度调整为与南京人工地震波相同。

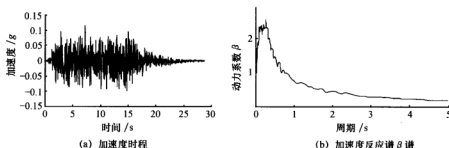


图 6-28 100 年超越概率 10% 时南京地铁某场地的基岩人工地震波

6-6-2 土的动剪切模量比和阻尼比的变异性对地表地震动参数的影响

若以每一类土的动剪切模量比和阻尼比进行不同的组合, 则每类土有 9 种不同的工况; 如果一个场地有 n 类土, 则有 9^n 种不同的工况, 显然进行这样的场地地震反应分析, 计算工作量是相当大的。在进行南京深软场地地震反应分析时, 先假定场地土的剪切波速测试值为准值, 没有变异性, 以场地整个剖面各土层的动剪切模量比和阻尼比与剪应变幅值的关系曲线取平均曲线进行组合, 称为“标准工况”, 其余不同组合见表 6-8; 此外, 为研究场地土的剪切波速 (最大剪切模量) 对地表地震动参数的影响, 土的动剪切模量比和阻尼比与剪应变幅值的关系曲线取平均曲线, 考虑剪切波速 15% 的变异性, 工况 9 和工况 10 分别表示场地各土层的剪切波速同时增、减 15% 的情况。

表 6-8 土的动剪切模量比和阻尼比与剪应变幅值关系曲线变异性的不同组合

动剪切模量 阻尼比	动剪切模量比 平均曲线	动剪切模量比平均曲线 加一倍标准差	动剪切模量比平均曲线 减一倍标准差
阻尼比平均曲线	标准工况	工况 3	工况 6
阻尼比平均曲线 加一倍标准差	工况 1	工况 4	工况 7
阻尼比平均曲线 减一倍标准差	工况 2	工况 5	工况 8

1. 对地表峰值加速度的影响

上述 3 个场地在不同工况下的地表地震动峰值加速度见表 6-9, 其中, 地表峰值加速度增幅指相对于标准工况的大小。可以看出, 3 个场地均为工况 5 的地表峰值加速度增幅最大, 工况 7 的地表峰值加速度减幅最大, 这表明土的动剪切模量比和阻尼比与剪应变幅值关系曲线变异性的这两种组合对场地地表峰值加速度的影响最为显著; 对于其余工况, 土的动剪切模量比和阻尼比与剪应变幅值关系曲线变异性组合对成层土地地震反应的影响可能叠加而增大地表峰值加速度, 也可能相互抵消而减小地表峰值加速度, 以至于和标准工况相比, 其变异性对地表峰值加速度的影响规律不明显, 但其地表峰值加速度增、减的幅度介于工况 5 和工况 7 的增、减幅度之间, 其变化幅度一般小于 10%。因此, 可以认为地表地震动参数的变异性主要由土动力特性参数变异性的这两种组合控制的。

表 6-9 (a) 土的动剪切模量比和阻尼比的变异性对场地 1 地表峰值加速度 (g) 的影响

输入地震动	南京人工地震波						Loma Prieta 波					
	大震		中震		小震		大震		中震		小震	
	峰值	增幅/%	峰值	增幅/%	峰值	增幅/%	峰值	增幅/%	峰值	增幅/%	峰值	增幅/%
标准工况	0.159	—	0.094	—	0.061	—	0.167	—	0.134	—	0.078	—
工况 1	0.148	-6.9	0.090	-4.3	0.058	-4.9	0.160	-4.2	0.128	-4.5	0.075	-3.8
工况 2	0.172	8.2	0.101	7.4	0.065	6.6	0.174	4.2	0.141	5.2	0.083	6.4
工况 3	0.165	3.8	0.101	7.4	0.066	8.2	0.180	7.8	0.140	4.5	0.079	1.3
工况 4	0.157	-1.3	0.096	2.1	0.061	0.0	0.170	1.8	0.135	0.7	0.075	-3.8
工况 5	0.179	12.6	0.112	19.1	0.070	14.8	0.195	16.8	0.145	8.2	0.084	7.7
工况 6	0.146	-8.2	0.097	3.2	0.057	-6.6	0.156	-6.6	0.128	-4.5	0.075	-3.8
工况 7	0.137	-13.8	0.090	-4.3	0.055	-9.8	0.150	-10.2	0.123	-8.2	0.073	-6.4
工况 8	0.164	3.1	0.109	15.9	0.060	-1.6	0.162	-3.0	0.135	0.7	0.080	2.6

表 6-9 (b) 土的动剪切模量比和阻尼比的变异性对场地 2 地表峰值加速度 (g) 的影响

输入地震动	南京人工地震波						Loma Prieta 波					
	大震		中震		小震		大震		中震		小震	
	峰值	增幅/%	峰值	增幅/%	峰值	增幅/%	峰值	增幅/%	峰值	增幅/%	峰值	增幅/%
标准工况	0.159	—	0.120	—	0.065	—	0.190	—	0.168	—	0.095	—
工况 1	0.150	-5.7	0.114	-5.0	0.061	-6.2	0.183	-3.7	0.163	-3.0	0.090	-5.3
工况 2	0.170	6.9	0.126	5.0	0.071	9.2	0.197	3.7	0.175	4.2	0.102	7.4
工况 3	0.158	-0.6	0.130	8.3	0.067	3.1	0.208	9.5	0.183	8.9	0.092	-3.2
工况 4	0.149	-6.3	0.122	1.7	0.062	-4.6	0.201	5.8	0.175	4.2	0.088	-7.4
工况 5	0.171	7.5	0.139	15.8	0.073	12.3	0.213	12.1	0.195	16.1	0.105	10.5
工况 6	0.155	-2.5	0.109	-9.2	0.061	-6.2	0.184	-3.2	0.153	-8.9	0.097	2.1
工况 7	0.146	-8.2	0.105	-12.5	0.058	-10.8	0.175	-7.9	0.141	-16.1	0.090	-5.3
工况 8	0.164	3.1	0.116	-3.3	0.066	1.5	—	—	0.152	-9.5	0.105	10.5

表 6-9 (c) 土的动剪切模量比和阻尼比的变异性对场地 3 地表峰值加速度 (g) 的影响

输入地震动	南京人工地震波						Loma Prieta 波					
	大震		中震		小震		大震		中震		小震	
	峰值	增幅/%	峰值	增幅/%	峰值	增幅/%	峰值	增幅/%	峰值	增幅/%	峰值	增幅/%
标准工况	0.134	—	0.095	—	0.061	—	0.171	—	0.128	—	0.080	—
工况 1	0.126	-6.0	0.091	-4.2	0.056	-8.2	0.155	-9.4	0.123	-3.9	0.076	-5.0
工况 2	0.141	5.2	0.099	4.2	0.066	8.2	0.188	9.9	0.135	5.5	0.085	6.3
工况 3	0.144	7.5	0.096	1.1	0.061	0.0	0.166	-2.9	0.137	7.0	0.084	5.0
工况 4	0.136	1.5	0.092	-3.2	0.057	-6.6	0.159	-7.0	0.131	2.3	0.079	-1.3
工况 5	0.156	16.4	0.100	5.3	0.067	9.8	0.189	10.5	0.144	12.5	0.089	11.3
工况 6	0.116	-13.4	0.093	-2.1	0.057	-6.6	0.161	-5.8	0.130	1.6	0.076	-5.0
工况 7	0.112	-16.4	0.089	-6.3	0.054	-11.5	0.148	-13.5	0.119	-7.0	0.072	-10.0
工况 8	0.120	-10.4	0.097	2.1	—	3.3	0.173	1.2	0.144	12.5	0.080	0.0

2. 对地表加速度反应谱的影响

图 6-29 和图 6-30 给出了场地 1 和场地 2 在不同工况下的地表加速度反应谱。从图

中可以看出,土的动剪切模量比和阻尼比与剪应变幅值关系曲线的变异性对加速度反应谱形状的影响不大,对卓越周期的影响也甚小,一般地,卓越周期的变异性不超过10%。

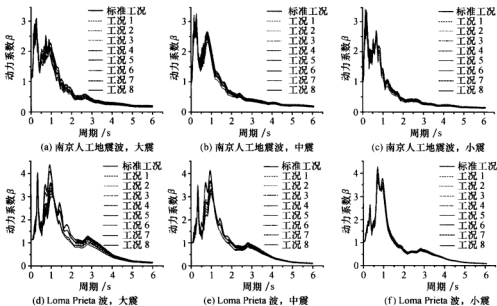


图 6-29 土的动剪切模量比和阻尼比的变异性对场地 1 地表加速度反应谱 β 谱的影响

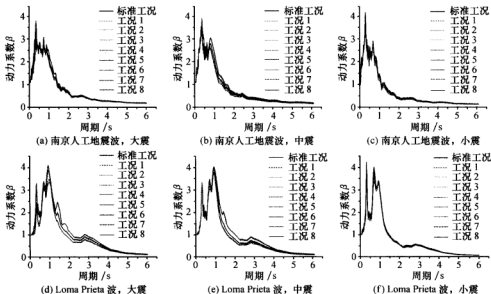


图 6-30 土的动剪切模量比和阻尼比的变异性对场地 2 地表加速度反应谱 β 谱的影响

小震时,同一场地不同工况的地表加速度反应谱曲线几乎重合,这表明土的动剪切模量比和阻尼比的变异性地表加速度反应谱影响也很小。大震时,同一场地不同工况的地表加速度反应谱曲线在短周期段差异很小,仅谱值有一定差异,工况3、4和5的谱值略大于标准工况的谱值,而工况6、7和8的谱值比标准工况的谱值稍小;在长周期段,工况6、7和8的谱值比标准工况的谱值大,而工况3、4和5的谱值与标准工况的谱值较接近或略小。中震时,土的动剪切模量比和阻尼比的变异性地表加速度反应谱的影响程度,介于小震和大震的影响程度之间。

6-6-3 场地土剪切波速的变异性地表地震动参数的影响

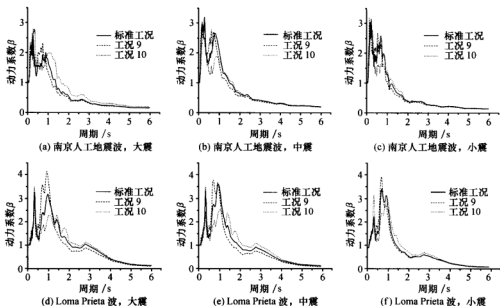
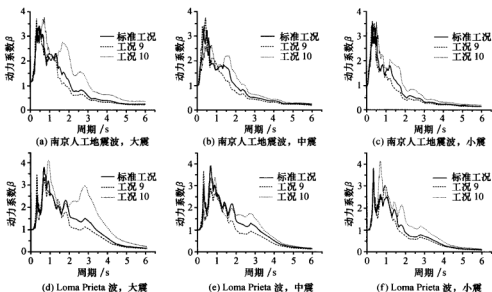
通过对上述3个场地剪切波速的变异性与土的动剪切模量比和阻尼比的变异性的不同组合进行大量的地震反应分析,发现同时考虑上述3个参数变异性的组合对成层土地震的地表地震动参数的影响没有明显的规律性。因此,这里仅讨论土层剪切波速的变异性地表地震动的影响,土层剪切波速的变异性地表峰值加速度及其加速度反应谱的影响见表6-10,图6-31和图6-32给出了场地1和场地3的地表加速度反应谱。可以看出:

(1) 与标准工况的地表峰值加速度相比,工况9的地表峰值加速度均表现为不同程度的增大,其幅度为0~27.4%;工况10的地表峰值加速度均表现为不同程度的减小,其幅度为-0.6%~-32.1%。这表明,当场地土的剪切波速增大15%时,地表峰值加速度也增大;当场地土的剪切波速减小15%时,地表峰值加速度也减小;同时,场地土剪切波速的变异性地表峰值加速度的影响与场地条件和基岩输入地震动特性有关。

(2) 场地土剪切波速的变异性地表加速度反应谱的形状有较大影响。与标准工况的反应谱相比,当场地土剪切波速减小15%时(工况10),反应谱的长周期部分右移,长周期部分谱值普遍增大;而当场地土剪切波速增大15%时(工况9),对反应谱中、短周期部分有影响,反应谱曲线略为左移。相对而言,场地土剪切波速减小15%对地表加速度反应谱的影响比场地土剪切波速增大15%时对地表加速度反应谱的影响要大。

表6-10 场地土剪切波速的变异性地表峰值加速度(g)的影响

输入地震动		南京人工地震波						Loma Prieta 波					
		大震		中震		小震		大震		中震		小震	
		峰值	增幅/%	峰值	增幅/%	峰值	增幅/%	峰值	增幅/%	峰值	增幅/%	峰值	增幅/%
场地1	标准工况	0.159	—	0.094	—	0.061	—	0.167	—	0.134	—	0.078	—
	工况9	0.164	3.1	0.099	5.3	0.064	4.9	0.175	4.8	0.151	12.7	0.079	1.3
	工况10	0.129	-18.9	0.093	-1.1	0.060	-1.6	0.166	-0.6	0.124	-7.5	0.072	-7.7
场地2	标准	0.159	—	0.120	—	0.65	—	0.190	—	0.168	—	0.095	—
	工况9	0.159	0	0.141	17.5	0.077	18.5	0.242	27.4	0.189	12.5	0.10	5.3
	工况10	0.145	-8.8	0.098	-18.3	0.061	-6.2	0.178	-6.3	0.136	-19.0	0.080	-15.8
场地3	标准	0.134	—	0.095	—	0.061	—	0.171	—	0.128	—	0.080	—
	工况9	0.146	8.9	0.102	7.4	0.067	9.8	0.175	2.3	0.149	16.4	0.086	7.5
	工况10	0.091	-32.1	0.088	-7.4	0.049	-19.7	0.122	-28.7	0.125	-2.3	0.065	-18.8

图 6-31 场地土剪切波速的变异性对场地 1 地表加速度反应谱 β 谱的影响图 6-32 场地土剪切波速的变异性对场地 3 地表加速度反应谱 β 谱的影响

(3) 场地土剪切波速的变异性随机增加或减小地表加速度反应谱的卓越周期。分析表明, 当剪切波速减小 15% 时, 使地表加速度反应谱卓越周期增大的占 72.2%、减小的占 22.2%、不变的占 6%; 当剪切波速增大 15% 时, 使地表加速度反应谱场地卓越

周期增大的占 16.7%、减小的占 55.6%、不变的占 27.7%。这表明,场地土剪切波速的变异性对地表加速度反应谱的卓越周期有较大的影响。

参考文献

- [1] 张克绪,谢君斐. 土动力学 [M]. 北京:地震出版社,1989.
- [2] 廖振鹏著. 工程波动理论导论 [M]. 北京:科学出版社,1996.
- [3] 陈国兴,朱定华,何启智. GZZ-1 型自振柱试验机研制与性能试验 [J]. 地震工程与工程振动, 2003, (1): 110—114.
- [4] Hongbin Huo, Antonio Bobet. Seismic design of cut and cover rectangular tunnels-evaluation of observed behavior of Dakai station during Kobe earthquake [A]//Proceedings of the 1st World Forum of Chinese Scholars in Geotechnical Engineering [C]. Shanghai, China, 2003; 456—466.
- [5] 陈国兴,杨伟林,严新育,等. 南京河西地区设计地震动研究 [J]. 地震工程与工程振动, 1999, (3): 17—25.
- [6] 陈国兴,杨伟林,严新育. 南京河西地区软土地震动参数研究 [J]. 南京工业大学学报, 2002, (1): 35—40.
- [7] 金星,孙戈,丁海平. 水平成层场地地震反应非线性分析 [J]. 地震工程与工程振动, 2004, (3): 38—43.
- [8] 栾茂田,林皋. 场地地震反应非线性分析的有效时域算法 [J]. 大连理工大学学报, 1994, (2): 228—234.
- [9] 陈国兴,陈继华. 软弱土层的厚度及埋深对深厚软弱场地地震效应的影响 [J]. 世界地震工程, 2004, (3): 68—75.
- [10] 薄景山,李秀领,刘红帅. 土层结构对地表加速度峰值的影响 [J]. 地震工程与工程振动, 2003, (3): 35—40.
- [11] 王钟琦,谢君斐,石兆吉. 地震工程地质导论 [M]. 北京:地震出版社,1983.
- [12] 庄海洋,陈国兴,刘雪珠. 含有互层土场地土体的动参数试验研究及其地震反应分析 [J]. 岩土力学, 2005, (9): 1495—1499.
- [13] 陈继华,陈国兴,史国龙. 深厚软弱土场地地震反应特性研究 [J]. 防灾减灾工程学报, 2004, (2): 131—138.
- [14] 黄龙玉,郭迅,袁一凡,等. 软泥夹层对香港软土地震动反应的影响 [J]. 自然灾害学报, 2000, (1): 109—116.
- [15] 钱胜国. 软土夹层地基场地土层地震反应特性研究 [J]. 工程抗震, 1994, (1): 32—36.
- [16] 刘曾武. 地震场地的综合评定 [J]. 岩土工程学报, 1994, (1): 39—43.
- [17] 陈国兴,陈继华. 地震动输入界面的选取对深软场地地震效应的影响 [J]. 世界地震工程, 2005, (2): 36—43.
- [18] 韦晓,袁一凡. 土层地震反应分析中输入界面的选取 [A]//第四届全国地震工程会议论文集 (一) [C]. 哈尔滨, 1994: 115—120.
- [19] 陈国兴,谢君斐,张克绪. 土的动模量和阻尼比的经验估计 [J]. 地震工程与工程振动, 1995, (1): 75—86.
- [20] 袁晓铭,孙悦,孙静,等. 常规土类动剪切模量和阻尼比的试验研究 [J]. 地震工程与工程振动, 2000, (4): 133—139.

- [21] 陈国兴, 刘雪珠. 南京新近沉积土的动剪切模量和阻尼比试验研究 [J]. 岩土工程学报, 2006, (8): 1023—1027.
- [22] Seed H B, Wong R T, Idriss I M, et al. Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1986, (11): 1016—1032.
- [23] Rollins K, Evans M D, Diehl N B, et al. Shear modulus and damping relationships for gravels [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1998, (5): 396—405.
- [24] Kokusho T. Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range [J]. Soils and Foundations, 1980, (2): 45—60.
- [25] Vucetic M, Dobry R. Degradation of marine clays under cyclic loading [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1988, (2): 133—149.
- [26] 王绍博, 丁海平. 土动力参数对土层动力反应的影响 [J]. 地震工程与工程振动, 2001, (1): 105—108.
- [27] 赵松戈, 胡丰贤, 廖旭. 土层参数的随机性对场地传递函数的影响 [J]. 地震工程与工程振动, 2000, (2): 7—12.
- [28] 石玉成, 蔡红卫, 徐晖平. 场地地震反应分析中的不确定性及其处理方法 [J]. 西北地震学报, 1999, (3): 242—247.
- [29] 楼梦麟, 严国香, 沈建文, 等. 上海软土动力参数变异性对土层地震反应的影响 [J]. 岩土力学, 2004, (9): 1368—1372.
- [30] 刘红帅, 薄景山, 吴兆营, 等. 土体参数对地表加速度峰值和反应谱的影响 [J]. 地震工程与工程振动, 2005, (2): 167—171.
- [31] 高玉峰, 刘汉龙, 朱伟, 等. 剪切波速对砂土层地震反应的影响 [J]. 工程勘察, 2001, (1): 39—42.
- [32] 陈国兴, 刘雪珠, 王炳辉. 土动力参数变异性对深软场地地表地震动参数的影响. 防灾减灾工程学报, 2007, (1): 1—9.

第7章 横向非均匀场地地震反应

对于具有横向非均匀性的场地，一维地震反应分析方法将不再适用，需采用二维或三维地震反应分析方法。考虑到工程实践中的地震反应分析采用二维方法远比三维方法普遍，因此，下面仅介绍场地地震反应分析的二维有限元方法。二维方法适用于土体沿竖向和一个水平方向变化明显而沿另一个水平方向变化不明显（可视为无变化）的场地地震反应分析。场地地震反应分析的二维有限元方法分为时域方法和频域方法。

7-1 场地地震反应的时域分析法

对于各向同性的黏弹性土介质，土体地震反应二维有限元分析的时域运动方程为

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F\} \quad (7-1)$$

式中： $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ ——计算体系的总质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵；

$\{u\}$ 、 $\{\dot{u}\}$ 、 $\{\ddot{u}\}$ ——计算结点相对于基岩的位移、速度和加速度向量；

$\{F\}$ ——地震动引起的惯性力向量。

当同时考虑水平向、竖向地震动作用时，地震惯性力向量 $\{F\}$ 可表示为

$$\{F\} = -\{E_x\}u_g - \{E_z\}v_g \quad (7-2)$$

式中： u_g 、 v_g ——基岩水平向、竖向地震动加速度时程；

$\{E_x\}$ 、 $\{E_z\}$ ——相应于水平向、竖向地震动惯性力的质量向量。

当仅考虑水平向或竖向地震动作用时，地震惯性力向量 $\{F\}$ 取等式右边的第一项或第二项。

7-1-1 场地的自振特性及阻尼矩阵^[1,2]

1. 振型与自振频率

对弹性体系求取自振频率和振型的工作称为特征值问题或自振特性分析。由于体系的固有频率和相应的振型都仅取决于体系自身的性质，而与时间无关，所以从广义的观点，自振特性分析的基本手段是变量分离法，即把时间因素与结构位置因素分离后，利用特征方程具有非零解的充要条件求自振频率及相应的振型。

无阻尼多自由度弹性体系的自由振动方程为

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\} \quad (7-3)$$

设体系作简谐振动，其位移反应为

$$\{u\} = \{\phi\} \sin(\omega t + \theta) \quad (7-4)$$

式中： ω ——自振圆频率；

$\{\phi\}$ ——仅与位置坐标有关的向量；

θ ——初始相角。

将式 (7-4) 及其对时间的二阶导数代入式 (7-3), 并利用 $\sin(\omega t + \theta)$ 不恒为零的条件, 即可以得到特征方程:

$$([K] - \omega^2 [M])\{\phi\} = \{0\} \quad (7-5)$$

特征方程存在非零解的充要条件是系数行列式等于零:

$$|[K] - \omega^2 [M]| = 0 \quad (7-6)$$

式 (7-6) 是关于 ω 的多项式, 称为频率方程。对于稳定体系, 其质量矩阵和刚度矩阵具有实对称性和正定性, 所以, 相应的频率方程的根都是正实根。对于处于随遇平衡状态或不稳定状态的体系, 频率方程会出现等于零的重根或虚根。一般地, 地震工程中遇到的振动体系多为稳定体系。

根据式 (7-5), 对应于频率方程中的每一个根, 都存在特征方程的一个非零解 $\{\phi_j\}$, 称为振型向量或特征向量。

关于特征向量, 存在如下的正交性质:

$$\{\phi_j\}^T [M] \{\phi_i\} = 0 \quad i \neq j \quad (7-7a)$$

$$\{\phi_j\}^T [K] \{\phi_i\} = 0 \quad i \neq j \quad (7-7b)$$

$$\{\phi_j\}^T [M] \{\phi_j\} = M_j \quad (7-7c)$$

$$\{\phi_j\}^T [K] \{\phi_j\} = K_j \quad (7-7d)$$

式中: M_j ——第 j 振型的广义质量;

K_j ——第 j 振型的广义刚度。

2. 阻尼矩阵

由于土介质的阻尼机制十分复杂, 工程上广泛采用 Rayleigh 阻尼理论, 其数学表达式为

$$[C] = \alpha_0 [M] + \alpha_1 [K] \quad (7-8)$$

式中: α_0 、 α_1 ——瑞雷阻尼系数。

由于特征向量对质量矩阵和刚度矩阵具有正交性, 因此, 对于 Rayleigh 阻尼理论, 也有

$$\{\phi_j\}^T [C] \{\phi_i\} = 0 \quad i \neq j \quad (7-9)$$

即特征向量对阻尼矩阵也具有正交性。利用上述正交性条件, 并注意到:

$$\omega_j^2 = \frac{K_j}{M_j} \quad (7-10a)$$

$$2\lambda_j \omega_j = \frac{C_j}{M_j} \quad (7-10b)$$

其中:

$$C_j = \{\phi_j\}^T [C] \{\phi_j\} \quad (7-11)$$

式中: C_j ——第 j 振型的广义阻尼;

λ_j ——第 j 振型阻尼比。

因此, 有

$$\lambda_j = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha_0}{\omega_j} + \alpha_1 \omega_j \right) \quad (7-12)$$

该式表明, 若已知任意两阶振型的阻尼比 λ_j , 则可定出阻尼比参数 α_0 和 α_1 :

$$\alpha_0 = \frac{2(\lambda_i \omega_i - \lambda_j \omega_j) \omega_i \omega_j}{\omega_i^2 - \omega_j^2} \quad (7-13a)$$

$$\alpha_1 = \frac{2(\lambda_i \omega_i - \lambda_j \omega_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2} \quad (7-13b)$$

如果已知 $\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda$, 则有

$$\alpha_0 = \frac{2\lambda \omega_1 \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad (7-13c)$$

$$\alpha_1 = \frac{2\lambda}{\omega_1 + \omega_2} \quad (7-13d)$$

对于岩土地震工程问题, 通常采用 Rayleigh 阻尼理论来考虑土体的黏性效应, 并在单元一级确定阻尼矩阵:

$$[C]_e = \alpha_0 [M]_e + \alpha_1 [K]_e \quad (7-14)$$

式中: $[M]_e$ 、 $[C]_e$ 、 $[K]_e$ ——土单元的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵。

7-1-2 场地地震反应数值计算的典型方法

通常认为, 在地震以前的瞬间, 场地处于静止状态, 即动力平衡方程 (7-1) 的初始条件为

$$\{\mathbf{u}\}_0 = \{\mathbf{0}\} \quad (7-15a)$$

$$\{\dot{\mathbf{u}}\}_0 = \{\mathbf{0}\} \quad (7-15b)$$

式 (7-1) 和式 (7-15) 构成典型的微分方程组的初值问题。为说明问题简单起见, 假定土体是具有黏性阻尼的线弹性介质, 以说明场地地震反应时程分析的一般方法。

1. 线性加速度法^[1]

考察式 (7-1) 在时刻 t_{j+1} 和 t_j 时应满足的方程, 因线弹性体系的质量、刚度与阻尼在动力反应过程中不发生变化, 因此,

$$[M]\{\ddot{\mathbf{u}}\}_{j+1} + [C]\{\dot{\mathbf{u}}\}_{j+1} + [K]\{\mathbf{u}\}_{j+1} = \{\mathbf{F}\}_{j+1} \quad (7-16a)$$

$$[M]\{\ddot{\mathbf{u}}\}_j + [C]\{\dot{\mathbf{u}}\}_j + [K]\{\mathbf{u}\}_j = \{\mathbf{F}\}_j \quad (7-16b)$$

上两式相减, 可得如下增量方程:

$$[M]\{\Delta\ddot{\mathbf{u}}\}_j + [C]\{\Delta\dot{\mathbf{u}}\}_j + [K]\{\Delta\mathbf{u}\}_j = \{\Delta\mathbf{F}\}_j \quad (7-17)$$

其中: $\{\Delta\mathbf{F}\}_j = \{\mathbf{F}\}_{j+1} - \{\mathbf{F}\}_j$, $\{\Delta\mathbf{u}\}_j = \{\mathbf{u}\}_{j+1} - \{\mathbf{u}\}_j$, 其余依次类推。

线性加速度法假定, 在时段 $\Delta t = t_{j+1} - t_j$ 内, 振动体系的加速度反应是关于时间 τ 的线性函数, 即

$$\ddot{u}_j = \frac{u_{j+1} - u_j}{\Delta t} = \frac{\Delta u_j}{\Delta t} = \text{常数} \quad (7-18)$$

基于这一假定, 方程 (7-17) 可以化为关于位移增量 Δu 的线性代数方程, 从而使

问题能方便地得到解决。为此, 首先将位移 $\{u\}$ 按泰勒级数在 t_j 附近展开:

$$\{u(t_j + \tau)\} = \{u\}_j + \frac{\{\dot{u}\}_j}{1!}\tau + \frac{\{\ddot{u}\}_j}{2!}\tau^2 + \frac{\{\dddot{u}\}_j}{3!}\tau^3 + \dots \quad (7-19)$$

对时间 τ 求导数, 可得

$$\{\dot{u}(t_j + \tau)\} = \{\dot{u}\}_j + \{\ddot{u}\}_j\tau + \frac{1}{2}\{\dddot{u}\}_j\tau^2 + \dots \quad (7-20)$$

当 $\tau = \Delta t$ 时, 由于 $\{u(t_j + \tau)\} = \{u\}_{j+1}$ 和 $\{\dot{u}(t_j + \tau)\} = \{\dot{u}\}_{j+1}$, 所以, 式 (7-19) 和式 (7-20) 分别变为

$$\{u\}_{j+1} - \{u\}_j = \{\dot{u}\}_j\Delta t + \frac{1}{2}\{\ddot{u}\}_j\Delta t^2 + \frac{1}{6}\{\dddot{u}\}_j\Delta t^3 + \dots \quad (7-21)$$

$$\{\dot{u}\}_{j+1} - \{\dot{u}\}_j = \{\ddot{u}\}_j\Delta t + \frac{1}{2}\{\dddot{u}\}_j\Delta t^2 + \dots \quad (7-22)$$

注意到式 (7-18) 的假定, 取泰勒级数的前三项, 并取增量形式, 则上述两式变为

$$\{\Delta u\}_j = \{\dot{u}\}_j\Delta t + \frac{1}{2}\{\ddot{u}\}_j\Delta t^2 + \frac{1}{6}\{\dddot{u}\}_j\Delta t^3 \quad (7-23)$$

$$\{\Delta \dot{u}\}_j = \{\ddot{u}\}_j\Delta t + \frac{1}{2}\{\dddot{u}\}_j\Delta t^2 \quad (7-24)$$

式 (7-23) 可进一步改写为

$$\{\Delta \ddot{u}\}_j = \frac{6}{\Delta t^2}\{\Delta u\}_j - \frac{6}{\Delta t}\{\dot{u}\}_j - 3\{\ddot{u}\}_j \quad (7-25)$$

式 (7-25) 代入式 (7-24) 可得

$$\{\Delta \ddot{u}\}_j = \frac{3}{\Delta t}\{\Delta u\}_j - 3\{\dot{u}\}_j - \frac{1}{2}\{\ddot{u}\}_j\Delta t \quad (7-26)$$

将式 (7-25) 和式 (7-26) 代入式 (7-17), 可得

$$[\bar{K}]_j\{\Delta u\}_j = \{\Delta P\}_j \quad (7-27)$$

式中:

$$[\bar{K}]_j = \frac{6}{\Delta t^2}[\mathbf{M}] + \frac{3}{\Delta t}[\mathbf{C}] + [\mathbf{K}] \quad (7-28)$$

$$\{\Delta P\}_j = [\mathbf{M}]\left(\frac{6}{\Delta t}\{\dot{u}\}_j + 3\{\ddot{u}\}_j\right) + [\mathbf{C}]\left(3\{\dot{u}\}_j + \frac{\Delta t}{2}\{\ddot{u}\}_j\right) + \{\Delta F\}_j \quad (7-29)$$

根据微分方程的初始条件式 (7-15) 和后续计算过程可知, 在任意时刻 t_{j+1} , $\{\dot{u}\}_j$ 和 $\{\ddot{u}\}_j$ 均为已知, 故方程式 (7-27) 可以像静力问题那样求解。通常, 称方程 (7-27) 为拟静力增量方程, 而 $[\bar{K}]$ 为拟静力刚度矩阵, $\{\Delta P\}$ 为拟静力荷载向量。特别注意到, 拟静力刚度矩阵 $[\bar{K}]$ 不仅与刚度矩阵 $[\mathbf{K}]$ 有关, 而且与质量矩阵 $[\mathbf{M}]$ 和阻尼矩阵 $[\mathbf{C}]$ 有关, 这一点在弹塑性动力分析中有重要的意义。同时, 拟静力荷载向量 $\{\Delta P\}$ 不仅取决于地震动加速度的增量, 而且取决于前一时刻的计算反应值 $\{\dot{u}\}_j$ 和 $\{\ddot{u}\}_j$ 。这使得动力反应计算的误差逐渐积累, 严重时甚至导致结果的发散。为了尽可能减少这种误差, 提出了加速度平衡校正的算法, 即在计算加速度增量时不使用式 (7-25), 而是根据增量动力平衡方程式 (7-17) 求 $\{\Delta \ddot{u}\}$, 即

$$\{\Delta \ddot{u}\}_j = [\mathbf{M}]^{-1}(\{\Delta F\}_j - [\mathbf{C}]\{\Delta \dot{u}\}_j - [\mathbf{K}]\{\Delta u\}_j) \quad (7-30)$$

按这种校正算法求解线性弹性结构地震反应的一般步骤可以归纳如下:

- (1) 生成质量矩阵 $[M]$ 、刚度矩阵 $[K]$ 和阻尼矩阵 $[C]$ 。
- (2) 按式 (7-28) 计算拟静力刚度矩阵 $[\bar{K}]$ 。
- (3) 从初始条件 $\{\dot{u}\}_0$ 和 $\{\ddot{u}\}_0$ 开始, 按式 (7-29) 计算拟静力荷载向量 (初始位移、初始速度为零, 初始加速度不等于零)。
- (4) 求解拟静力增量方程式 (7-27), 得到相对位移增量 $\{\Delta u\}_j$ 。
- (5) 利用式 (7-26) 计算相对速度增量 $\{\Delta \dot{u}\}_j$, 分别将相对位移增量、相对速度增量与前一步求得的相对位移、相对速度迭加得到本步末的相对位移和相对速度计算值。
- (6) 利用式 (7-30) 计算本步的加速度增量, 与前一步求得的加速度迭加得到本步末的加速度计算值。
- (7) 以本步末的相对速度和加速度计算值作为初始状态, 返回到第 (3) 步, 继续下一时段的计算。

应该指出, 上述推导过程是以增量方程为目的, 这样推导的好处是其结果不仅能用于振动体系的弹性地震反应分析, 而且也能够用于弹塑性地震反应分析。当然, 也可以以全量方程为目的来推导相应于微分方程式 (7-1) 的代数方程。事实上, 式 (7-25) 和 (7-26) 可以改写为

$$\{\ddot{u}\}_{j+1} = \frac{6}{\Delta t^2} \{u\}_{j+1} - \frac{6}{\Delta t^2} \{u\}_j - \frac{6}{\Delta t} \{\dot{u}\}_j - 2\{\ddot{u}\}_j \quad (7-31)$$

$$\{\dot{u}\}_{j+1} = \frac{3}{\Delta t} \{u\}_{j+1} - \frac{3}{\Delta t} \{u\}_j - 2\{\dot{u}\}_j - \frac{1}{2}\{\ddot{u}\}_j \Delta t \quad (7-32)$$

将式 (7-31) 和式 (7-32) 代入动力平衡方程 (7-16a), 可得

$$[K']\{u\}_{j+1} = \{P\}_{j+1} \quad (7-33)$$

式中:

$$[K'] = \frac{6}{\Delta t^2} [M] + \frac{3}{\Delta t} [C] + [K] \quad (7-34)$$

$$\{P\}_{j+1} = [M] \left(\frac{6}{\Delta t^2} \{u\}_j + \frac{6}{\Delta t} \{\dot{u}\}_j + 2\{\ddot{u}\}_j \right) + [C] \left(\frac{3}{\Delta t} \{u\}_j + 2\{\dot{u}\}_j + \frac{1}{2}\{\ddot{u}\}_j \Delta t \right) + \{F\}_{j+1} \quad (7-35)$$

称式 (7-33) 为拟静力全量方程。

对线性加速度算法而言, 用增量方程与全量方程求解得到的结果, 其计算精度是一样的。

研究表明, 线性加速度算法只有当时间步长 Δt 小于一定数值时计算结果才是收敛的。这种算法叫做条件稳定的逐步积分法。但是, 使结果收敛的临界时间步长是很难预先确定的。

2. Newmark 法^[1]

Newmark (1959) 为了解决冲击波和地震动作用下的结构动力问题, 提出单步积分法。自 Newmark 法提出以来, 该方法已广泛应用于实际工程的动力分析。此外, 许

多学者对 Newmark 法进行了修正和改进。Newmark 法假定位移和速度可表示为

$$\{\mathbf{u}\}_{j+1} = \{\mathbf{u}\}_j + \{\dot{\mathbf{u}}\}_j \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \{\ddot{\mathbf{u}}\}_j \Delta t^2 + \beta \{\ddot{\mathbf{u}}\}_{j+1} \Delta t^2 \quad (7-36)$$

$$\{\dot{\mathbf{u}}\}_{j+1} = \{\dot{\mathbf{u}}\}_j + (1 - \delta) \{\ddot{\mathbf{u}}\}_j \Delta t + \delta \{\ddot{\mathbf{u}}\}_{j+1} \Delta t \quad (7-37)$$

式中: β 、 δ ——控制积分格式计算精度和稳定性的参数。

当 β 、 δ 满足条件 $\delta \geq \frac{1}{2}$ 、 $\beta \geq \frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} + \delta\right)^2$ 时, Newmark 法为无条件稳定的逐步积分格式; 当 $\delta = \frac{1}{2}$ 时, Newmark 法的计算精度为二阶, 否则计算精度为一阶。

当 $\delta = \frac{1}{2}$ 和 $\beta = \frac{1}{6}$ 时, Newmark 法即为线性加速度法; 当 $\delta = \frac{1}{2}$ 和 $\beta = \frac{1}{4}$ 时, Newmark 法称为平均常加速度法; 当 $\delta = \frac{1}{2}$ 和 $\beta = 0$ 时, Newmark 法即为中心差分法。当 $\delta \neq \frac{1}{2}$ 时, 可导致系统的过阻尼情形, 因此, 一般取 $\delta = \frac{1}{2}$ 。对 $\delta = \frac{1}{2}$ 的情况, 称为 Newmark- β 法。通常, 取 $\frac{1}{6} \leq \beta \leq \frac{1}{2}$ 。

当取 $\delta = \frac{1}{2}$ 时, 可由式 (7-36) 和式 (7-37) 推导出

$$\{\Delta \ddot{\mathbf{u}}\}_j = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \{\Delta \mathbf{u}\}_j - \frac{1}{\beta \Delta t} \{\dot{\mathbf{u}}\}_j - \frac{1}{2\beta} \{\ddot{\mathbf{u}}\}_j \quad (7-38)$$

$$\{\Delta \dot{\mathbf{u}}\}_j = \frac{1}{2\beta \Delta t} \{\Delta \mathbf{u}\}_j - \frac{1}{2\beta} \{\dot{\mathbf{u}}\}_j + \left(1 - \frac{1}{4\beta}\right) \Delta t \{\ddot{\mathbf{u}}\}_j \quad (7-39)$$

将上述两式代入增量方程式 (7-17) 可得

$$[\bar{\mathbf{K}}] \{\Delta \mathbf{u}\}_j = \{\Delta \mathbf{P}\}_j \quad (7-40)$$

式中:

$$[\bar{\mathbf{K}}] = \frac{1}{\beta \Delta t^2} [\mathbf{M}] + \frac{1}{2\beta \Delta t} [\mathbf{C}] + [\mathbf{K}] \quad (7-41)$$

$$\{\Delta \mathbf{P}\}_j = [\mathbf{M}] \left(\frac{1}{\beta \Delta t} \{\dot{\mathbf{u}}\}_j + \frac{1}{2\beta} \{\ddot{\mathbf{u}}\}_j \right) + [\mathbf{C}] \left[\frac{1}{2\beta} \{\dot{\mathbf{u}}\}_j + \left(1 - \frac{1}{4\beta}\right) \Delta t \{\ddot{\mathbf{u}}\}_j \right] + \{\Delta \mathbf{F}\}_j \quad (7-42)$$

同样, 也可以推导出全量方程的递推格式, 这里不再给出其表达式。

由于平均常加速度法是无条件稳定的, 它是用于大型复杂结构系统 (存在大量的高频、短周期) 的逐步动力分析的鲁棒性 (robustness) 最好的方法。该法的唯一问题是比时间步长短的周期在被激发后将产生无穷振荡。这可通过添加刚度比例阻尼来减少高阶振型振荡。附加的刚度比例阻尼形式为^[3]

$$[\mathbf{C}]_{\text{D}} = \alpha [\mathbf{K}] \quad (7-43)$$

对于刚度比例阻尼, 由式 (7-12) 给出的振型阻尼比可表示为

$$\lambda_j = \frac{1}{2} \alpha \omega_j \quad (7-44a)$$

注意, 对于短周期, 该阻尼比较大; 而对于长周期, 该阻尼比较小。很显然, 当周期

大于时间步长时,它们不能通过任何直接积分法精确地积分。因此,从逻辑上可衰减这些短周期以阻止其在求解过程中的振荡。如果一个积分的时间步长等于周期,则式(7-44a)可写为

$$\alpha = \lambda_j \frac{\Delta t}{\pi} \quad (7-44b)$$

因此,如果一个积分的时间步长等于 $\Delta t = 0.01$ s,并且想给所有比时间步长短的周期指定一个阻尼比 λ 的极小值 1.0,那么,应该使用值 $\alpha = 0.003183$ 。

Hilber、Hughes 和 Taylor (1978) 采用计算参数 α 控制积分过程的稳定性,对 Newmark 法提出了一个修正方法,并被称为 Hilber-Hughes-Taylor α 法^[3,4]。该方法求解下列修正的运动方程:

$$\begin{aligned} & [\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{u}}\}_{j+1} + (1+\alpha)[\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{u}}\}_{j+1} + (1+\alpha)[\mathbf{K}]\{\mathbf{u}\}_{j+1} \\ & = (1+\alpha)\{\mathbf{F}\}_{j+1} - \alpha\{\mathbf{F}\}_j + \alpha[\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{u}}\}_j + \alpha[\mathbf{K}]\{\mathbf{u}\}_j \end{aligned} \quad (7-45)$$

此时, Newmark 法的积分参数 δ 和 β 修改为 $\delta = \frac{1}{2} - \alpha$ 、 $\beta = \frac{(1-\alpha)^2}{4}$, 且 $-\frac{1}{3} \leq \alpha \leq 0$ 。

它高阶振型中产生数值能量损耗,但不像用刚度比例阻尼那样的阻尼比对其进行预测;同时,它也不能在时间 t 处求解基本的平衡方程。然而,当前许多商业软件都在使用它,如 ABAQUS 软件。该方法的效果似乎与使用刚度比例阻尼法的效果很相近。对于一般的土-结构动力相互作用问题,当取 $\alpha = -0.05$ 时就能基本满足上述要求;同时,对长周期反应的影响甚小。当 α 取值太小时,将会引起过阻尼现象。可以看出,当 $\alpha = 0$ 时,该法即为平均加速度法。

3. Wilson- θ 法^[1]

线性加速度法是有条件稳定的计算方法。当 $\frac{\Delta t}{T}$ 过大时 (T 为结构的主要周期), 结构反应经常出现振荡现象。研究证明,线性加速度法的收敛条件是 $\frac{\Delta t}{T} \leq 0.389$; 稳定条件是 $\frac{\Delta t}{T} \leq 0.551$ 。

为了得到无条件稳定的线性加速度法, Wilson (1966) 提出了一个简单而有效的方法。该方法假定在时段 $\theta\Delta t$ 内加速度随时间呈线性变化,其中 $\theta > 1$ 。与线性加速度法的区别在于,线性加速度法在时刻 $t + \Delta t$ 使用动力平衡方程,而 Wilson- θ 法则将动力平衡方程应用于更后一点的时刻 $t + \theta\Delta t$, 即

$$\{\mathbf{u}(t + \theta\Delta t)\} = \{\mathbf{u}(t)\} + \theta\Delta t\{\dot{\mathbf{u}}(t)\} + \frac{(\theta\Delta t)^2}{3}\{\ddot{\mathbf{u}}(t)\} + \frac{(\theta\Delta t)^2}{6}\{\ddot{\mathbf{u}}(t + \theta\Delta t)\} \quad (7-46)$$

$$\{\dot{\mathbf{u}}(t + \theta\Delta t)\} = \{\dot{\mathbf{u}}(t)\} + \frac{\theta\Delta t}{2}\{\ddot{\mathbf{u}}(t)\} + \frac{\theta\Delta t}{2}\{\ddot{\mathbf{u}}(t + \theta\Delta t)\} \quad (7-47)$$

而在 $t + \theta\Delta t$ 时刻的运动方程为

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{u}}(t + \theta\Delta t)\} + [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{u}}(t + \theta\Delta t)\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{u}(t + \theta\Delta t)\} = \{\mathbf{F}(t + \theta\Delta t)\} \quad (7-48)$$

从式 (7-46)、式 (7-47) 导出 $\{\ddot{\mathbf{u}}(t + \theta\Delta t)\}$ 和 $\{\dot{\mathbf{u}}(t + \theta\Delta t)\}$, 并代入式 (7-48) 可得

$$[\mathbf{P}]\{\mathbf{u}(t + \theta\Delta t)\} = \{\mathbf{P}(t + \theta\Delta t)\} \quad (7-49)$$

其中:

$$[\bar{K}] = \frac{6}{(\theta\Delta t)^2}[\mathbf{M}] + \frac{3}{\theta\Delta t}[\mathbf{C}] + [\mathbf{K}] \quad (7-50)$$

$$\begin{aligned} \{\mathbf{P}(t+\theta\Delta t)\} &= \{\mathbf{F}(t+\theta\Delta t)\} + [\mathbf{M}]\left(\frac{6}{(\theta\Delta t)^2}\{\mathbf{u}(t)\} + \frac{6}{\theta\Delta t}\{\dot{\mathbf{u}}(t)\} + 2\{\ddot{\mathbf{u}}(t)\}\right) \\ &\quad + [\mathbf{C}]\left(\frac{3}{\theta\Delta t}\{\mathbf{u}(t)\} + 2\{\dot{\mathbf{u}}(t)\} + \frac{1}{2}\theta\Delta t\{\ddot{\mathbf{u}}(t)\}\right) \end{aligned} \quad (7-51)$$

将 $\{\mathbf{u}(t+\theta\Delta t)\}$ 代入式 (7-46), 可解出 $\{\ddot{\mathbf{u}}(t+\theta\Delta t)\}$ 。于是 $t+\Delta t$ 时刻的加速度可按 (7-52) 式内插求得

$$\{\ddot{\mathbf{u}}(t+\Delta t)\} = \left(1 - \frac{1}{\theta}\right)\{\ddot{\mathbf{u}}(t)\} + \frac{1}{\theta}\{\ddot{\mathbf{u}}(t+\theta\Delta t)\} \quad (7-52)$$

这样, 令 $\theta=1$, 即可由式 (7-46) 和式 (7-47) 求得 $\{\mathbf{u}(t+\Delta t)\}$ 和 $\{\dot{\mathbf{u}}(t+\Delta t)\}$ 。

以 $t+\Delta t$ 时刻的反应量作为下一时段计算的初始状态, 继续进行下一步的计算。研究证明, 这种解法只对全量形式的拟静力方程在 $\theta \geq 1.37$ 时才是无条件稳定的, 且计算精度为二阶; 但对采用式 (7-30) 进行加速度校正的增量形式的拟静力方程, 则是有条件稳定的, 计算稳定所需时间步长甚至小于线性加速度算法。

4. 精细积分法^[5]

对微分方程式 (7-1) 作降阶处理, 由二阶降为一阶, 可得

$$\begin{bmatrix} -\frac{1}{2}[\mathbf{M}]^{-1}[\mathbf{C}] & [\mathbf{M}]^{-1} \\ \frac{1}{4}[\mathbf{C}][\mathbf{M}]^{-1}[\mathbf{C}] - [\mathbf{K}] & -\frac{1}{2}[\mathbf{C}][\mathbf{M}]^{-1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\mathbf{u}\} \\ \{\mathbf{p}\} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \{\mathbf{0}\} \\ \{\mathbf{F}\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{\dot{\mathbf{u}}\} \\ \{\dot{\mathbf{p}}\} \end{Bmatrix} \quad (7-53)$$

其中:

$$\{\mathbf{p}\} = [\mathbf{M}]\{\dot{\mathbf{u}}\} + \frac{1}{2}[\mathbf{C}]\{\mathbf{u}\} \quad (7-54a)$$

$$\{\mathbf{F}\} = -\{\mathbf{E}_x\}u_g - \{\mathbf{E}_z\}v_g \quad (7-54b)$$

这里 $\{\mathbf{0}\}$ 为 $n \times 1$ 的零向量。令

$$\{\mathbf{U}\} = \{\{\mathbf{u}\}^T \quad \{\mathbf{p}\}^T\}^T$$

$$\{\mathbf{R}\} = \{\{\mathbf{0}\}^T \quad \{\mathbf{F}\}^T\}^T$$

$$[\mathbf{H}] = \begin{bmatrix} -\frac{1}{2}[\mathbf{M}]^{-1}[\mathbf{C}] & [\mathbf{M}]^{-1} \\ \frac{1}{4}[\mathbf{C}][\mathbf{M}]^{-1}[\mathbf{C}] - [\mathbf{K}] & -\frac{1}{2}[\mathbf{C}][\mathbf{M}]^{-1} \end{bmatrix}$$

这里 $[\mathbf{H}]$ 为 $2n \times 2n$ 的矩阵, $\{\mathbf{U}\}$ 、 $\{\mathbf{R}\}$ 为 $2n \times 1$ 的向量, 将上述各式代入式 (7-53), 可得

$$\{\dot{\mathbf{U}}\} = [\mathbf{H}]\{\mathbf{U}\} + \{\mathbf{R}\} \quad (7-55)$$

式 (7-55) 对应的齐次方程为

$$\{\dot{\mathbf{U}}\} = [\mathbf{H}]\{\mathbf{U}\} \quad (7-56)$$

两边从 $t_0 \rightarrow t$ 对时间进行积分, 可得

$$\{U(t)\} = \exp[[H](t-t_0)] \{U_0\} \quad (7-57)$$

这里 $\{U_0\} = \{U(t_0)\}$ 。因此, 当取时间步长为 τ 时, $t_0=0$, $t_k=k\tau$; 记 $\{U_k\} = \{U(k\tau)\}$, 式 (7-57) 对时间步长进行离散, 可得到下面的递推公式:

$$\begin{aligned} \{U_k\} &= \exp[[H]k\tau] \{U_0\} = \{ \exp[[H]\tau] \} \{ \exp[[H](k-1)\tau] \} \{U_0\} \\ &= \exp[[H]\tau] \{U_{k-1}\} \end{aligned} \quad (7-58)$$

对于线弹性介质, 矩阵 $[H]$ 的元素都是常数, 时间步长 τ 也是定值, 所以 $\exp[[H]\tau]$ 在整个时程中是定值, 因此, 可以令 $[T] = \exp[[H]\tau]$ 。由于以上推导过程没有引入任何误差或近似解法, 因此, $[T]$ 的求解精度将直接影响该方法的计算精度, 根据文献 [6], $[T]$ 的精确算法如下:

$$[T] = \exp[[H]\tau] = \left[\exp\left([H] \frac{\tau}{m} \right) \right]^m = [\exp[[H]\Delta t]]^m \quad (7-59)$$

这里, $\Delta t = \frac{\tau}{m}$ 。当对 m 取很大时, 及 $m=2^N$ (建议取 $N=20$ 左右, 太小了递推公式 (7-59) 会出现发散现象, 当 N 值得太大时, 会导致 m 的值发生计算机溢出), 且当 τ 值取很小时, Δt 值将会变得极小, 这样就可以用泰勒级数对 $\exp[[H]\Delta t]$ 展开进行近似求解, 且不会产生显著的截断误差, 即

$$\begin{aligned} \exp[[H]\Delta t] &\approx [I] + [H]\Delta t + \frac{1}{2!}([H]\Delta t)^2 + \frac{1}{3!}([H]\Delta t)^3 + \frac{1}{4!}([H]\Delta t)^4 \\ &= [I] + [T_a] \end{aligned} \quad (7-60)$$

这里 $[I]$ 为 $2n \times 2n$ 的单位矩阵。由式 (7-59) 和式 (7-60) 可得矩阵 $[T]$ 的计算如下:

$$[T] = ([I] + [T_a])^m = ([I] + [T_a])^{2^N} \quad (7-61)$$

由于 Δt 值非常小, 因此矩阵 $[T_a]$ 中的元素与 1 相比也非常小, 如果在式 (7-61) 中每次用 $[I]$ 与 $[T_a]$ 直接相加, 在计算机对数据的运算过程中将会由于四舍五入的原因使得有效数据严重丢失, 使得最终求出的 $[T]$ 的误差很大, 因此, 根据文献 [7] [8], 当 $i=1, 2, 3, \dots, N$ 时, 对 $[T_a]$ 循环求解:

$$[T_a]_{i+1} = 2[T_a]_i + [T_a]_i \times [T_a]_i \quad (7-62)$$

循环结束后求 $[T]$ 为

$$[T] = [I] + [T_a]_N \quad (7-63)$$

求出 $[T]$ 以后, 将其代入递推公式 (7-58) 就完成了对齐次方程组 (7-56) 的求解。对于非齐次方程组 (7-55), 采用常微分方程的一般解法, 在 (t_k, t) 范围内可得一般解为

$$\{U(t)\} = \exp[[H](t-t_k)] \left\{ \{U_k\} + \int_{t_k}^t \exp[-[H](t'-t_k)] \{R(t')\} dt' \right\} \quad (7-64)$$

假定在时间步长 Δt 内加速度是线性变化的, 即列向量 $\{R(t)\}$ 在时间 (t_k, t_{k+1}) 内按线性变化:

$$\{R(t)\} = \{R(t_k)\} + \frac{\{R(t_{k+1})\} - \{R(t_k)\}}{t_{k+1} - t_k} (t - t_k) \quad (7-65a)$$

式 (7-65a) 简记为

$$\{\mathbf{R}(t)\} = \{\mathbf{R}(t_k)\} + \{\mathbf{R}^*(t_k)\}(t - t_k) \quad (7-65b)$$

把式 (7-65) 代入式 (7-64) 中, 对积分部分进行化简, 可得

$$\begin{aligned} & \int_{t_k}^t \exp[-[\mathbf{H}](t' - t_k)] \{\mathbf{R}(t')\} dt' \\ &= \int_{t_k}^t \exp[-[\mathbf{H}](t - t_k)] [\{\mathbf{R}(t_k)\} + \{\mathbf{R}^*(t_k)\}(t' - t_k)] dt' \\ &= \int_{t_k}^t \{\mathbf{R}(t_k)\} \exp[-[\mathbf{H}](t' - t_k)] dt' \\ & \quad + \int_{t_k}^t \{\mathbf{R}^*(t_k)\}(t' - t_k) \exp[-[\mathbf{H}](t' - t_k)] dt' \end{aligned} \quad (7-66)$$

式 (7-66) 前半部分的积分可以直接求出, 后半部分的积分可采用分步积分法求得, 其最终结果为

$$\begin{aligned} & \int_{t_k}^t \exp[-[\mathbf{H}](t' - t_k)] \{\mathbf{R}(t')\} dt' \\ &= -[\mathbf{H}]^{-1} \{\mathbf{R}(t_k)\} \exp(-[\mathbf{H}]\tau) + [\mathbf{H}]^{-1} \{\mathbf{R}(t_k)\} \\ & \quad - [\mathbf{H}]^{-1} [\mathbf{H}]^{-1} \{\mathbf{R}^*(t_k)\} \exp(-[\mathbf{H}]\tau) [\mathbf{H}]\tau \\ & \quad - [\mathbf{H}]^{-1} [\mathbf{H}]^{-1} \{\mathbf{R}^*(t_k)\} \exp(-[\mathbf{H}]\tau) \\ & \quad + [\mathbf{H}]^{-1} [\mathbf{H}]^{-1} \{\mathbf{R}^*(t_k)\} \end{aligned} \quad (7-67)$$

把式 (7-67) 代入式 (7-64) 并化简, 令 $t = t_{k+1}$, 则可得

$$\begin{aligned} \{\mathbf{U}_{k+1}\} &= [\mathbf{T}] [\{\mathbf{U}_k\} + [\mathbf{H}]^{-1} (\{\mathbf{R}(t_k)\} + [\mathbf{H}]^{-1} \{\mathbf{R}^*(t_k)\})] \\ & \quad - [\mathbf{H}]^{-1} (\{\mathbf{R}(t_k)\} + [\mathbf{H}]^{-1} \{\mathbf{R}^*(t_k)\} + \{\mathbf{R}^*(t_k)\}\tau) \end{aligned} \quad (7-68)$$

一般地, 根据初始条件有 $\{\mathbf{U}(0)\} = \{\mathbf{0}\}$, 根据递推公式 (7-68) 可以求得任一离散时刻场地反应的相对位移向量, 即由向量 $\{\mathbf{U}\}$ 中的前 n 个元素构成; 因此, 可求得相对速度、相对加速度的递推公式分别如下 (由向量的前 n 个元素按次序构成):

相对速度:

$$\{\mathbf{V}_{k+1}\} = [\mathbf{H}]\{\mathbf{U}_{k+1}\} \quad (7-69)$$

相对加速度:

$$\{\mathbf{A}_{k+1}\} = [\mathbf{H}]\{\mathbf{V}_{k+1}\} \quad (7-70)$$

对于非线性介质, 矩阵 $[\mathbf{H}]$ 是时间 t 和向量 $\{\mathbf{U}\}$ 的函数, 可以把矩阵 $[\mathbf{H}]$ 写成常矩阵 $[\mathbf{H}_0]$ 和变矩阵 $[\mathbf{H}_1(t, \mathbf{U})]$ 两者之和, 即

$$[\mathbf{H}(t, \mathbf{U})] = [\mathbf{H}_0] + [\mathbf{H}_1(t, \mathbf{U})] \quad (7-71)$$

将式 (7-71) 代入式 (7-55) 可得

$$[\dot{\mathbf{U}}] = [\mathbf{H}_0]\{\mathbf{U}\} + [\mathbf{H}_1]\{\mathbf{U}\} + \{\mathbf{R}\} = [\mathbf{H}_0]\{\mathbf{U}\} + \{\mathbf{R}^*\} \quad (7-72)$$

式中:

$$\{\mathbf{R}^*(t, \mathbf{U})\} = [\mathbf{H}_1]\{\mathbf{U}\} + \{\mathbf{R}(t)\} \quad (7-73)$$

这样, 可把介质的非线性影响转化到荷载向量中。

这样, 用矩阵 $[\mathbf{H}_0]$ 代替式 (7-64) 中的矩阵 $[\mathbf{H}]$, 当 $t = t_{k+1}$ 时, 式 (7-64) 可化为

$$\{U_{k+1}\} = \exp [[H_0] \tau] \left\{ \{U_k\} + \int_{t_k}^{t_{k+1}} \exp [- [H_0] (t' - t_k)] \{R^* (t', U)\} dt' \right\} \quad (7-74)$$

将 $\{R^* (t', U)\}$ 在 t_k 处用泰勒公式展开, 取到线性项, 则有

$$\{R^* (t', U)\} = \{R^* (t_k, U_k)\} + \left[\frac{\partial \{R^* (t_k, U_k)\}}{\partial t} + \frac{\partial \{R^* (t_k, U_k)\}}{\partial U} \{U_k\} \right] (t - t_k) \quad (7-75a)$$

式 (7-75a) 形式上可简写为

$$\{R^*\} = \{R_k^*\} + \{R_k^*\}' (t - t_k) \quad (7-75b)$$

把式 (7-75) 代入式 (7-74) 中的积分项, 采用分步积分法求积分, 最终可得

$$\begin{aligned} \{U_{k+1}\} = & [T] [\{U_k\} + [H_0]^{-1} (\{R_k^*\} + [H_0]^{-1} \{R_k^*\}')] \\ & - [H_0]^{-1} (\{R_k^*\} + [H_0]^{-1} \{R_k^*\}' + \{R_k^*\}' \tau) \end{aligned} \quad (7-76)$$

对于相对速度、相对加速度的递推公式, 则分别修改为 (由向量的前 n 个元素按次序构成)

$$\{V_{k+1}\} = [H_0] \{U_{k+1}\} + \{R_{k+1}^*\} = [H_0] \{U_{k+1}\} + \{R_k^*\} + \{R_k^*\}' \tau \quad (7-77)$$

$$\{A_{k+1}\} = [H_0] \{V_{k+1}\} + \{R_{k+1}^*\}' \quad (7-78)$$

7-1-3 土体动力非线性或弹塑性特性的处理

前面将土体视为具有黏性阻尼的线弹性介质, 给出了横向非均匀场地地震反应求解的一般方法。然而, 从第4章可知, 将土体视为黏弹塑性介质或弹塑性介质更为合理。当将土体视为黏弹塑性介质时, 可采用4-3节的动黏弹塑性模型或4-4节的等效线性动黏弹性模型; 当将土体视为弹塑性介质时, 可采用4-5节的动弹塑性模型。

假如采用动黏弹塑性模型进行横向非均匀场地的地震反应分析, 则土的应力应变关系应遵循土的滞回曲线。此时, 横向非均匀场地地震反应分析的微分方程应该采用式 (7-17) 表示的增量方程, 求解 $t + \Delta t$ 时刻地震反应量时土的动剪切模量取为相应于 t 时刻土的滞回曲线上的切线斜率。显然, 总刚度矩阵 $[K]$ 和总阻尼矩阵 $[C]$ 在每一步中都是变化的。

假如采用等效线性动黏弹性模型进行横向非均匀场地的地震反应分析, 则土的等效剪切模量需要随等效的剪应变幅值改变。但是, 土单元的等效剪应变幅值预先未知的。因此, 需要对土单元预先指定一个任意的等效剪应变幅值, 据此确定出土单元的等效剪切模量和阻尼比及单元刚度矩阵和单元阻尼矩阵, 进而确定出场地的总刚度矩阵和总阻尼矩阵。由于土的等效剪切模量是对整个地震反应过程而言的, 因此, 在地震反应分析的每次迭代计算过程中总刚度矩阵和总阻尼矩阵保持不变。这样, 按上述任意一种场地地震反应的数值计算方法, 可求得各土单元的剪应变最大值, 通常取其值的0.65倍作为相应土单元的等效剪应变幅值。由场地地震反应求得的土单元等效剪应变幅值与预先假定的土单元等效剪应变幅值一般不会相等。因此, 按场地地震反应求得的各土单元等效剪应变幅值重新确定相应土单元的等效剪切模量和阻尼比及场地的总刚度矩阵和总阻尼矩阵, 再次求解场地的地震反应, 并确定出各土单元新的等效剪应变幅值及相应的等效剪切模量和阻尼比。如此反复迭代, 直到前后两次计算所求结果之间的误差满足

精度为止。

7-2 场地地震反应的频域分析法^[2,9]

当采用复阻尼理论考虑土的耗能特性时,土体地震反应二维有限元分析的运动方程为

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]^*\{u\} = -\{E_x\}u_g - \{E_x\}v_g \quad (7-79)$$

式中: $[K]^*$ ——复刚度矩阵。

复刚度矩阵 $[K]^*$ 可以根据复阻尼理论来确定。此时,土的复剪切模量 G^* 与剪切模量 G 的关系为

$$G^* = (1 - 2\lambda^2 + i2\lambda\sqrt{1-\lambda^2})G \approx (1 + i2\lambda)G \quad (7-80)$$

式中: λ ——土的阻尼比;

i ——虚数符号, $i = \sqrt{-1}$ 。

7-2-1 频域复反应分析方法

如果基岩地震动是频率为 ω 的单位谐波,当只有水平地震动分量时,土体地震反应分析的运动方程为

$$[M]\{\ddot{r}\} + [K]^*\{r\} = -\{E_x\}e^{i\omega t} \quad (7-81a)$$

当只有竖向地震动分量时,土体地震反应分析的运动方程为

$$[M]\{\ddot{r}\} + [K]^*\{r\} = -\{E_x\}e^{i\omega t} \quad (7-81b)$$

在此,相对位移的传递函数定义如下:当一个谐波加速度从基岩输入时,由式(7-81)确定出来的相对位移与输入加速度之比为相对位移的传递函数。设式(7-81a)的稳态解为

$$\{r\} = \{r_x\}e^{i\omega t} \quad (7-82)$$

式中: $\{r_x\}$ ——基岩输入圆频率为 ω 的单位水平向谐波时土体中各结点相对位移的传递函数。

将式(7-82)代入式(7-81a)可得

$$([K]^* - \omega^2[M])\{r_x\} = -\{E_x\} \quad (7-83)$$

求解式(7-83)可确定出复向量 $\{r_x\}$ 。根据相对位移传递函数的定义, $\{r_x\}$ 即为基岩输入单位水平向谐波时土体中各结点相对位移的传递函数。同样,设式(7-81b)的稳态解为

$$\{r\} = \{r_x\}e^{i\omega t} \quad (7-84)$$

式中: $\{r_x\}$ ——基岩输入圆频率为 ω 的单位竖向谐波时土体中各结点相对位移的传递函数,可由式(7-85)确定:

$$([K]^* - \omega^2[M])\{r_x\} = -\{E_x\} \quad (7-85)$$

当基岩输入波是不规则的地震动时,根据离散 FFT 变换技术,其水平向加速度时程可分解为一系列谐波:

$$u_k(t) = \sum_{k=0}^{N-1} A_{zk}(i\omega_k) \exp\left(i \frac{2\pi k j}{N}\right) \quad (7-86a)$$

式中: $A_{zk}(i\omega_k)$ ——水平向基岩输入地震动加速度的复傅里叶系数。

其竖向加速度时程可分解为一系列谐波:

$$v_k(t) = \sum_{k=0}^{N-1} A_{zk}(i\omega_k) \exp\left(i \frac{2\pi k j}{N}\right) \quad (7-86b)$$

式中: $A_{zk}(i\omega_k)$ ——竖向基岩输入地震动加速度的复傅里叶系数。

当地震动 u_g 、 v_g 同时从基岩输入时, 土体各结点相对位移反应 $\{u\}$ 的离散傅里叶变换的复系数幅值 $\{U(i\omega_k)\}$ 为

$$\{U(i\omega_k)\} = \{r_x\} A_{zk}(i\omega_k) + \{r_z\} A_{zk}(i\omega_k) \quad (k = 0, 1, 2, \dots, N-1) \quad (7-87)$$

对 $\{U(i\omega_k)\}$ 进行离散逆傅里叶变换, 即可求得各结点的相对位移反应 $\{u\}$, 这里, $N=2^m$, m 为正整数。

如果单位谐波是从土体中 p 点输入, 以 \bar{r}_{pm} 表示土体中 m 点相对于 p 点的位移传递函数, 按其定义, 有

$$\bar{r}_{pm} = \frac{r_m - r_p}{r_p + e^{i\omega t}} \quad (7-88)$$

式中: r_m 、 r_p ——单位谐波从基岩输入时 m 点、 p 点的相对位移;

r_p ——单位谐波从基岩输入时 p 点的相对加速度。

由于 $r_m = \bar{r}_m e^{i\omega t}$, $r_p = \bar{r}_p e^{i\omega t}$, $r_p = -\omega^2 \bar{r}_p e^{i\omega t}$, 将其代入式 (7-88) 可得

$$\bar{r}_{pm} = \frac{\bar{r}_m - \bar{r}_p}{1 - \omega^2 \bar{r}_p} \quad (7-89)$$

因此, 如果地震动是从土体中 p 点输入的, 则土体中任意点 m 相对于 p 点的相对位移 $\{u\}$ 的离散傅里叶变换的复系数幅值 $\{U(i\omega_k)\}$ 为

$$\{U(i\omega_k)\} = A_{zk}(i\omega_k) \{r_{pm,z}(i\omega_k)\} + A_{zk}(i\omega_k) \{r_{pm,x}(i\omega_k)\} \quad (k = 0, 1, 2, \dots, N-1) \quad (7-90)$$

式中: $r_{pm,z}(i\omega_k)$ ——圆频率为 ω_k 的水平运动的谐波从土体中 p 点输入时 m 点的位移传递函数;

$r_{pm,x}(i\omega_k)$ ——圆频率为 ω_k 的竖向运动的谐波从土体中 p 点输入时 m 点的位移传递函数。

这样, 对 $\{U(i\omega_k)\}$ 进行离散逆傅里叶变换, 即可得从土体中 p 点输入地震动时 m 点的相对位移。

7-2-2 土体非线性特性的处理

由于频域复反应分析本质上只适用于线弹性介质, 因此, 在频域复反应分析中, 通常将土体视为黏弹性介质, 采用第4章的等效线性动黏弹性模型描述土介质的非线性特性。

由于

$$\gamma_{\max}^2(t) = [e_x(t) - e_z(t)]^2 + \gamma_{zx}^2(t) \quad (7-91)$$

式中: $\epsilon_x(t)$ 、 $\epsilon_z(t)$ ——土单元水平向、竖向的正应变时程;

$\gamma_{xz}(t)$ ——土单元的剪应变时程;

$\gamma_{\max}(t)$ ——土单元的最大剪应变时程。

因此,有

$$\text{RMS}^2 \gamma_{\max}(t) = \text{RMS}^2 [\epsilon_x(t) - \epsilon_z(t)] + \text{RMS}^2 \gamma_{xz}(t) \quad (7-92)$$

式中:

$$\text{RMS}^2 f(t) = \frac{1}{T} \int_0^T f^2(t) dt$$

利用巴什瓦公式,则有

$$\text{RMS}^2 f(t) = \sum_{k=0}^{N-1} |F_k(i\omega)|^2 \quad (7-93)$$

这里 $F_k(i\omega)$ 是函数 $f(t)$ 的复傅里叶系数:

$$f(t) = \sum_{k=0}^{N-1} F_k(i\omega) \exp(i\omega_k t) \quad (7-94)$$

应用式 (7-92) 和式 (7-93), 可得

$$\text{RMS}^2 \gamma_{\max}(t) = \sum_{k=0}^{N-1} [|E_k(i\omega)|^2 + |\Gamma_k(i\omega)|^2] \quad (7-95)$$

式中: $E_k(i\omega)$ ——土单元水平向和竖向正应变之差 $\epsilon_x(t) - \epsilon_z(t)$ 的离散傅里叶变换的复系数;

$\Gamma_k(i\omega)$ ——土单元剪应变 $\gamma_{xz}(t)$ 的离散傅里叶变换的复系数。

假定土单元的最大剪应变幅值 $\max_t |\gamma_{\max}|$ 具有下列形式:

$$\max_t |\gamma_{\max}(t)| \approx c \text{RMS} \gamma_{\max}(t) \quad (7-96)$$

对于随机地震动, 式 (7-96) 近似成立。常数 c 可根据极值定理估计。这里, 按式 (7-97) 估计:

$$c = \frac{\max_t |y(t)|}{\text{RMS} y(t)} \quad (7-97)$$

式中:

$$\text{RMS}^2 y(t) = \text{RMS}^2 u_g(t) + \text{RMS}^2 v_g(t)$$

$$\max_t |y(t)| = [(\max_t |u_g(t)|)^2 + (\max_t |v_g(t)|)^2]^{\frac{1}{2}}$$

这样, 土单元等效剪应变幅值 $\gamma_{\text{eq}, \max}$ 按式 (7-98) 确定:

$$\gamma_{\text{eq}, \max} = 0.65 \frac{\text{RMS} \gamma_{\max}(t)}{\text{RMS} y(t)} \max_t |y(t)| \quad (7-98)$$

应当指出, 在地震反应分析中, 假设地震动是在 $t=0$ 时开始作用于体系的支承处, 体系处于静止状态, 即 $\{u(t=0)\} = \{\dot{u}(t=0)\} \equiv \{0\}$, 因此, 在复反应分析中应满足这一条件, 具体方法是在地震动持时 $T_{\text{地}}$ 之后附加足够长的 $T_{\text{静止}}$ 时间, 使地震动的总持时 $T_P = T_{\text{地}} + T_{\text{静止}}$, 并且尚应使 T_P 的选取满足 FFT 快速算法的要求。

7-2-3 土层自由场运动的反演分析

当输入地震动在自由场地表面给定时, 可假定自由场地由水平成层土层组成, 取

“单列土柱”进行自由场运动反演分析,以确定分析模型土层底边界(基岩面)的输入地震动。

对于水平向或竖向地震动,可假定地震动为竖向传播的S波或P波,根据式(7-87),有

$$\{U_f(i\omega_k)\} = \{r_f(i\omega_k)\} A_{fk}(i\omega_k) \quad k = 0, 1, 2, \dots, N-1 \quad (7-99)$$

式中: $\{r_f(i\omega_k)\}$ ——基岩输入单位水平向或竖向谐波时土体中各结点相对位移的传递函数。

$\{U_f(i\omega_k)\}$ ——土柱相对位移反应的复傅里叶系数;

$A_{fk}(i\omega_k)$ ——基岩输入地震动的复傅里叶系数。

由式(7-99)可得地表绝对加速度反应为

$$\ddot{U}_n(i\omega_k) = [1 - \omega_k^2 r_n(i\omega_k)] A_{fk}(i\omega_k) \quad (7-100)$$

式中: $\ddot{U}_n(i\omega_k)$ ——地表绝对加速度反应的复傅里叶系数;

$r_n(i\omega_k)$ ——假想基岩输入单位水平向或竖向谐波时地表相对位移的传递函数。

因此,基岩输入地震动的复傅里叶系数 $A_{fk}(i\omega_k)$ 可表示为

$$A_{fk}(i\omega_k) = \frac{\ddot{U}_n(i\omega_k)}{1 - \omega_k^2 r_n(i\omega_k)} \quad (7-101)$$

7-3 场地地震反应的随机分析法

在水平向随机地震动作用下,场地地震反应二维有限元分析的运动方程为

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = -\{E_x\}\ddot{u}_g \quad (7-102)$$

由于对随机地震动模型和土体动力本构关系的假定的不同,从随机振动角度求解式(7-102)有多种方法。受林家浩(1990)^[10]提出的随机地震反应确定性分析方法的启发,陈国兴和谢君斐等(1994)^[11]采用复反应分析的确定性数值方法求复杂结构离散的传递函数,并进而求各反应量的功率谱密度函数。该方法的基本原理可用图7-1说明:

$$\begin{aligned} \text{(a)} \quad x &= e^{i\omega t} \rightarrow \boxed{H(i\omega)} \rightarrow y = H(i\omega) e^{i\omega t} \\ \text{(b)} \quad x &= \sqrt{S_{xx}(\omega)} e^{i\omega t} \rightarrow \boxed{H(i\omega)} \rightarrow y = \sqrt{S_{yy}(\omega)} H(i\omega) e^{i\omega t} \\ \text{(c)} \quad S_{xx} &\rightarrow \boxed{H(i\omega)} \rightarrow S_{yy}(\omega) = |H(i\omega)|^2 S_{xx}(\omega) \end{aligned}$$

图7-1 确定性方法的基本原理

图7-1中, $H(i\omega)$ 为传递函数,其意义如图7-1(a)所示,即当作用单位谐波 $e^{i\omega t}$ 时,单质点线弹性系统相应的反应量为 $H(i\omega) e^{i\omega t}$ 。显然,若在 $e^{i\omega t}$ 之前乘以常数 $\sqrt{S_{xx}(\omega)}$,则其反应量亦应乘以同一常数因子,如图7-1(b)所示。因此,

$$y^* y = |y|^2 = |H(i\omega)|^2 S_{xx}(\omega) = S_{yy}(\omega) \quad (7-103)$$

这里,上标“*”表示复数共轭。式(7-103)的最后一个等式正是输入 x 的自功率谱密度 $S_{xx}(\omega)$ 与反应量 y 的自功率谱密度 $S_{yy}(\omega)$ 之间的关系式,此关系可用图7-1

(c) 说明。也即, 若谐波 $\sqrt{S_{xx}(\omega)} e^{i\omega t}$ 作用于一线弹性系统, 则将反应量 y 的模 $|\sqrt{S_{xx}(\omega)} H(i\omega)|$ 平方, 就是该反应量 y 的自功率谱密度 $S_{yy}(\omega)$ 在这一频率 ω 处的值。因此, 对一系列的离散频率 ω 值求出相应反应量 y 的幅值, 就可得到自功率谱密度 $S_{yy}(\omega)$ 的离散曲线。此外,

$$\begin{aligned} x^* y &= \sqrt{S_{xx}(\omega)} e^{-i\omega t} \sqrt{S_{xx}(\omega)} H(i\omega) e^{i\omega t} \\ &= S_{xx}(\omega) H(i\omega) = S_{xy}(\omega) \end{aligned} \quad (7-104)$$

$$\begin{aligned} y^* x &= \sqrt{S_{xx}(\omega)} H(i\omega)^* e^{-i\omega t} \sqrt{S_{xx}(\omega)} e^{i\omega t} \\ &= H(i\omega)^* S_{xx}(\omega) = S_{yx}(\omega) \end{aligned} \quad (7-105)$$

式 (7-104) 和式 (7-105) 的最后一个等式正是输入 x 与反应量 y 的互功率谱密度 $S_{xy}(\omega)$ 和 $S_{yx}(\omega)$ 的习惯表达式。由上述可见, 只要求出了传递函数, 随机反应分析问题就得到解决, 现在的问题是如何求出复杂结构的传递函数向量。假定土体的性能是确定性的, 则反映场地动力特性的传递函数向量 $\{H(i\omega)\}$ 也是确定性的, 这样就可利用确定性的方法求 $\{H(i\omega)\}$ 。基于上述原理, 平稳随机地震动作用下场地随机地震反应的算法如下:

(1) 在所需的频带内选定离散频率点 $\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_N$ 。对于每一个频率点 ω_j , 构造简谐地震动加速度时程:

$$u_g(t) = \sqrt{S_{u_g}(\omega_j)} e^{i\omega_j t} \quad (7-106)$$

式中: $S_{u_g}(\omega_j)$ ——地震动随机过程模型的功率谱密度函数, 参见 3-2-9 节。

(2) 将式 (7-106) 代入式 (7-102), 则式 (7-102) 可化为

$$(-\omega_j^2 [\mathbf{M}] + [\mathbf{K}]^*) \{U(i\omega_j)\} = -\{E_x\} \sqrt{S_{u_g}(\omega_j)} \quad (7-107)$$

式中: $\{U(i\omega_j)\}$ ——复位移幅值向量。

式 (7-107) 可直接用数值法求解, 复位移幅值向量在形式上可表示为

$$\{U(i\omega_j)\} = \{H(i\omega_j)\} \sqrt{S_{u_g}(\omega_j)} \quad (7-108)$$

式中: $\{H(i\omega_j)\}$ ——相对位移传递函数向量, 由数值计算确定。

因此, 简谐位移反应向量为

$$\{u(\omega_j, t)\} = \{H(i\omega_j)\} \sqrt{S_{u_g}(\omega_j)} e^{i\omega_j t} \quad (7-109)$$

其功率谱密度向量可表示为

$$\{S_{uu}(\omega_j)\} = \{u(\omega_j, t)\} * \{u(\omega_j, t)\} \quad (7-110)$$

这里, $\{u(\omega_j, t)\} * \{u(\omega_j, t)\}$ 表示对应元素相乘。

(3) 根据简谐位移时程 $\{u(\omega_j, t)\}$, 求场地在激励频率 ω_j 下的应力或应变时程 $\{R(\omega_j, t)\}$, 其功率谱密度向量为

$$\{S_{RR}(\omega_j)\} = \{R(\omega_j, t)\} * \{R(\omega_j, t)\} \quad (7-111)$$

(4) 对所有频率点重复步骤 (2) 和 (3), 即可得到离散表示的场地随机地震反应的功率谱密度函数 (如位移、速度、绝对加速度、应力、应变等)。

对于零均值平稳过程 $x(t)$, Vanmarcke (1972) 基于穿越次数计数过程为 Markov 过程的假定, 提出了如下最大反应 η 的概率分布函数^[12]:

$$F(\eta) = \left[1 - \exp\left(-\frac{\eta^2}{2\sigma_x^2}\right) \right] \exp\left[-v_0 T \frac{1 - \exp\left(-\sqrt{\frac{\pi}{2}} q^{1.2} \frac{\eta}{\sigma_x}\right)}{\exp\left(\frac{\eta^2}{2\sigma_x^2}\right) - 1} \right] \quad (7-112)$$

式中:

$$v_0 = \frac{\sqrt{\lambda_2}}{\pi}, \quad \sigma_x = \sqrt{\lambda_0}, \quad q = \sqrt{1 - \frac{\lambda_1^2}{\lambda_0 \lambda_2}} \quad (7-113)$$

$$\lambda_i = \int_0^\infty \omega^i S_x(\omega) d\omega \quad i = 0, 1, 2, \dots \quad (7-114)$$

式中: $S_x(\omega)$ ——随机过程 $x(t)$ 的单边功率谱密度;

v_0 ——平均越零率;

q ——带宽参数, 介于 0 和 1 之间, 对于窄带过程, q 接近于 0; 对于宽带过程, q 接近于 1。

根据式 (7-112) 给出的概率分布函数, Kiureghian (1980) 给出了最大峰值的期望值和标准差表达式^[13]:

$$E(\eta) = \left(\sqrt{2 \ln v_e T} + \frac{0.5772}{\sqrt{2 \ln v_e T}} \right) \sigma_x \quad (7-115)$$

$$\begin{cases} \sigma_\eta = \left[\frac{1.2}{\sqrt{2 \ln v_e T}} - \frac{5.4}{13 + (2 \ln v_e T)^{3.2}} \right] \sigma_x & v_e T > 2.1 \\ \sigma_\eta = 0.65 \sigma_x & v_e T \leq 2.1 \end{cases} \quad (7-116)$$

式中:

$$\begin{cases} v_e = (1.63q^{0.45} - 0.38)v_0 & q < 0.69 \\ v_e = v_0 & q \geq 0.69 \end{cases} \quad (7-117)$$

据此, 可以求得各反应量 (如位移、速度、绝对加速度、应力、应变等) 最大峰值的期望值、标准差及超越概率。

在随机地震反应分析中, 一般采用等效线性化方法考虑振动体系的非线性特性。因此, 对于场地随机地震反应分析, 采用等效线性动黏弹性模型考虑土的非线性特性时, 必须确定取多大的幅值作为剪应变随机过程 $\gamma(t)$ 的等效剪应变幅值 γ_{eq} 。不同的研究者建议了不同的方法, 目前尚未有得到普遍认可的方法。Udwadia 和 Trifunac (1974)^[14]证明, 对于平稳窄带随机过程 $x(t)$, 有

$$\bar{a}_x = \sqrt{2} \sigma_x \quad (7-118)$$

这里, $\bar{a}_x = \left[\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N a_i^2 \right]^{\frac{1}{2}}$, a_i 为随机过程 $x(t)$ 从大到小排列的第 i 阶最大峰值, σ_x 为随机过程 $x(t)$ 的均方差。陈国兴和谢君斐等 (1994)^[11]建议, 取等效剪应变幅值 γ_{eq} 为

$$\gamma_{eq} = \sqrt{2} \sigma_\gamma = \sqrt{2 \lambda_{\gamma,0}} \quad (7-119)$$

式中: $\lambda_{\gamma,0}$ ——剪应变随机过程 $\gamma(t)$ 的零阶谱矩。

7-4 人工边界条件

用有限元法分析场地地震反应时,需从半无限的地球介质中切取感兴趣的有限计算区域。在切取的边界上需建立人工边界以模拟连续介质的辐射阻尼,以保证非均匀土介质中产生的散射波从有限计算区域内部穿过人工边界而不发生反射。因此,人工边界是对无限连续介质进行有限化处理时,在介质中人为引入的虚拟边界。人工边界条件就是该边界上结点所需满足的人为边界条件,用于模拟切除的无限域影响。人工边界条件理论上应当实现对原连续介质的精确模拟,保证波在人工边界处的传播特性与原连续介质一致,使波通过人工边界时无反射效应,发生完全的透射或被人工边界完全吸收。人工边界条件对无限域模拟的准确与否将直接影响近场波动数值模拟的精度,因此,人工边界条件的研究具有重要意义。

建立人工边界的方法,可广义地分为两大类:精确边界和局部边界。第一类方法使人工边界满足无限土介质的场方程、物理边界条件和无穷远辐射条件,如边界元法、无穷元法。这类边界在有限元意义上是精确的,并能设置在不规则构造物和周围介质的界面上。这类方法最大的缺点是使人工边界所有的节点运动耦联。而局部边界的显著特征是其良好的实用性,人工边界任一节点的运动与其他节点(除邻近节点外)解耦,其缺点是不满足向无穷远逸射的辐射条件。局部边界因其实用性强而获得较多的研究与应用。这类方法的思路有三种:一是从物理波动方程传播性质出发;二是从单侧波动解的微分方程直接离散;三是从阻尼吸能的概念出发,建立边界点应力与速度的关系。

近40年来,国内外对人工边界条件进行了广泛而深入地研究,基于各种不同的思想提出了许多人工边界方法。人工边界最简单的处理方法是避开边界条件问题,取人工边界至结构物的距离足够地远,以使在人工边界处波的衰减趋近于零。应用较多的人工边界有以下几种:透射边界^[15,16]、黏性边界^[17]、一致边界^[9,18,19]、Simth叠加边界^[20,21]、旁轴边界^[22,23]、Higdon边界^[24]、黏弹性边界^[25,26]等,但到目前为止,还没有一种得到科学界、工程界广泛认可,性能良好、计算简便的人工边界条件。这里,仅对应用比较普遍的透射边界、黏性边界和一致边界予以较详细的阐述。

7-4-1 透射边界

在实际土介质中人工边界并不存在,建立这一虚拟人工边界最自然的办法是直接任边界上模拟波从有限计算模型的内部穿过人工边界向外透射的过程。设某一入射波以视速度 c_x 沿 x 轴从左侧射向人工边界点 o ,入射波以视速度 c_x 沿 x 轴的视传播(apparent propagation)可以表示为^[15,16]:

$$u(t, x) = f(c_x t - x) \quad (7-120)$$

式中: $u(t, x)$ ——表示点 x 在 t 时刻的位移;

$f(*)$ ——表示波动自变量 $c_x t - x$ 的任一函数。

由式(7-120)可知 u 为波动自变量 $c_x t - x$ 的函数,因此:

$$u(t + \Delta t, x) = u(t, x - c_x \Delta t) \quad (7-121)$$

式中: Δt ——时间步距。

式 (7-121) 表明入射波以视速度 c_x 沿 x 轴的视传播可以通过用点 $x - c_x \Delta t$ 在 t 时刻的位移替换点 x 在 $t + \Delta t$ 时刻的位移来模拟。

由于视速度 c_x 是未知的, 为此, 假定入射波的物理视波速 c_x 为人工波速 c_a 所替换, 则式 (7-121) 可写成

$$u(t + \Delta t, x) = u(t, x - c_a \Delta t) + \Delta u(t + \Delta t, x) \quad (7-122)$$

式 (7-121) 的误差项可表示为

$$\Delta u(t + \Delta t, x) = u(t + \Delta t, x) - u(t, x - c_a \Delta t) \quad (7-123)$$

将式 (7-120) 代入式 (7-123) 可知, 对于给定的 c_x 、 c_a 和 Δt , 此误差项为 $c_x t - x$ 的函数。此处是导出多次透射公式的关键 (廖振鹏, 1996)^[15]。若给定 c_x 、 c_a 和 Δt , 则此误差项可写成

$$\Delta u(t + \Delta t, x) = f_1(c_x t - x) \quad (7-124)$$

式中: $f_1(*)$ ——波动自变量 $c_x t - x$ 的函数。

式 (7-124) 表明, $\Delta u(t + \Delta t, x)$ 也是以相同波速 c_x 沿 x 轴传播的波。基于这一观察并仿效式 (7-122), 误差波 $\Delta u(c_x t - x)$ 可以表示成

$$\Delta u(t + \Delta t, x) = \Delta u(t, x - c_a \Delta t) + \Delta^2 u(t + \Delta t, x) \quad (7-125)$$

将式 (7-123) 中 t 和 x 分别换为 $t - \Delta t$ 和 $x - c_a \Delta t$, 则得

$$\Delta u(t, x - c_a \Delta t) = u(t, x - c_a \Delta t) - u(t - \Delta t, x - 2c_a \Delta t) \quad (7-126)$$

而式 (7-125) 的误差项为

$$\Delta^2 u(t + \Delta t, x) = \Delta u(t + \Delta t, x) - \Delta u(t, x - c_a \Delta t) \quad (7-127)$$

将式 (7-125) 代入式 (7-122) 可得

$$u(t + \Delta t, x) = u(t, x - c_a \Delta t) + \Delta u(t, x - c_a \Delta t) + \Delta^2 u(t + \Delta t, x) \quad (7-128)$$

容易看出, $\Delta^2 u(t + \Delta t, x)$ 仍然是波动自变量 $c_x t - x$ 的函数, 而且用类似方式引入的高阶误差项 $\Delta^3 u(t + \Delta t, x) \dots$ 均为波动自变量 $c_x t - x$ 的函数。因此, 式 (7-128) 可以写成一般形式:

$$u(t + \Delta t, x) = u(t, x - c_a \Delta t) + \sum_{m=1}^{N-1} \Delta^m u(t, x - c_a \Delta t) + \Delta^N u(t + \Delta t, x) \quad (7-129)$$

$$\Delta^m u(t, x - c_a \Delta t) = \Delta^{m-1} u(t, x - c_a \Delta t) - \Delta^{m-1} u(t - \Delta t, x - 2c_a \Delta t) \quad (7-130)$$

$$\Delta^N u(t + \Delta t, x) = \Delta^{N-1} u(t + \Delta t, x) - \Delta^{N-1} u(t, x - c_a \Delta t) \quad (7-131)$$

设人工边界点 o 为 x 轴的原点 $x=0$, 在计算区 (负 x 轴) 上离散计算点 (图 7-2 中 “•”) 的坐标为 $x = -jc_a \Delta t$, $t = p\Delta t$, j 和 p 为整数, 记

$$u_j^p = u(p\Delta t, -jc_a \Delta t) \quad (7-132)$$

$$\Delta^m u_j^p = \Delta^m u(p\Delta t, -jc_a \Delta t) \quad (7-133)$$

略去式 (7-129) 的误差项 $\Delta^N u(t + \Delta t, x)$, 并利用式 (7-132) 和式 (7-133) 的记号, 则式 (7-129) 成为一个离散的局部人工边

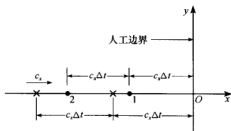


图 7-2 推导多次透射公式的几何关系

界条件:

$$u_0^{p+1} = u_1^p + \sum_{m=1}^{N-1} \Delta^m u_1^p \quad (7-134)$$

由误差项波的定义式 (7-133) 和 (7-130), 可以证明:

$$\Delta^m u_1^p = \sum_{j=1}^{m+1} (-1)^{j+1} C_{j-1}^m u_j^{p+1-j} \quad m = 1, 2, 3, \dots \quad (7-135)$$

式 (7-135) 中二项式系数为

$$C_j^m = \frac{m!}{(m-j)!j!} \quad (7-136)$$

将式 (7-135) 代入式 (7-134) 可得

$$u_0^{p+1} = \sum_{j=1}^N (-1)^{j+1} C_j^N u_j^{p+1-j} \quad (7-137)$$

这就是 N 阶多次透射公式。一般意义上, 式 (7-137) 中 u_j^p 应理解为入射波总位移矢量或此矢量的一个位移分量在计算点 $x = -jc_s \Delta t$ 和时刻 $t = p\Delta t$ 的取值。多次透射公式的显著特征是它完全由一个可以调节的参数 (人工波速 c_s) 控制, 而与入射波表达式的具体细节无关。

对于稳态波动, 设

$$u_j^p = U_j e^{i\omega p\Delta t} \quad (7-138)$$

式中: U_j ——表示计算点 j 的振动幅值。

将式 (7-138) 代入式 (7-137), 可得频域多次透射公式如下:

$$U_0 = \sum_{j=1}^N (-1)^{j+1} C_j^N a^{-j} U_j \quad (7-139)$$

式中:

$$a = e^{i\omega\Delta t} \quad (7-140)$$

多次透射公式 (7-140) 是用计算点的位移表示的, 但计算点 $x = -jc_s \Delta t$ (图 7-2 中 “·” 点) 与有限元的离散节点 $x = -n\Delta x$ (图 7-2 中 “×” 点) 一般不重合, 为了使式 (7-137) 直接用于有限元计算, 需要将计算点位移 $u_j^p = u(p\Delta t, -jc_s \Delta t)$ 用节点位移 $u_i^p = u(p\Delta t, -i\Delta x)$ 表示出来。这可以用多种内插方法实现。这里, 将用一种具有二阶精度的三点内插方法说明多次透射公式的实用形式。一阶透射所需 u_1^p 可用以下插值公式求得

$$u_1^p = \sum_{k=1}^3 t_{1,k} u_k^{p-1} \quad (7-141)$$

式中:

$$t_{1,1} = \frac{(2-s)(1-s)}{2} \quad (7-142a)$$

$$t_{1,2} = s(2-s) \quad (7-142b)$$

$$t_{1,3} = \frac{s(s-1)}{2} \quad (7-142c)$$

$$s = \frac{c_s \Delta t}{\Delta x} \quad (7-142d)$$

对于二阶透射,除 u_1^p 外,还需用插值方法确定 u_2^{p-1} 。为此,先用类似式 (7-141) 的公式求得 $(p-1)\Delta t$ 时刻在计算点 $x = -c_a\Delta t$, $-\Delta x - c_a\Delta t$ 和 $-2\Delta x - c_a\Delta t$ 的位移,再用这三个位移值内插 u_2^{p-1} ,由此得到如下内插公式:

$$u_2^{p-1} = \sum_{k=1}^5 t_{2,k} u_{k-1}^{p-1} \quad (7-143)$$

式中:

$$\begin{aligned} t_{2,1} &= t_{1,1}^2, & t_{2,2} &= 2t_{1,1}t_{1,2}, & t_{2,3} &= 2t_{1,1}t_{1,3} + t_{1,2}^2 \\ t_{2,4} &= 2t_{1,2}t_{1,3}, & t_{2,5} &= t_{1,3}^2 \end{aligned}$$

将以上内插方法推广,式 (7-137) 包括的计算点位移可用式 (7-144) 确定:

$$u_j^{p+1-j} = \{\mathbf{T}\}_j \{\mathbf{u}\}_j \quad j = 1, 2, \dots, N \quad (7-144a)$$

$$\{\mathbf{T}\}_j = \{t_{j,1} \quad t_{j,2} \quad t_{j,3} \quad \dots \quad t_{j,z_{j+1}}\} \quad (7-144b)$$

$$\{\mathbf{u}\}_j = \{u_0^{p+1-j} \quad u_1^{p+1-j} \quad u_2^{p+1-j} \quad \dots \quad u_{z_j}^{p+1-j}\}^T \quad (7-144c)$$

其中:

$$t_{j,m} = \sum t_{1,k_1} t_{1,k_2} \dots t_{1,k_j} \quad m = 1, 2, \dots, 2j+1 \quad (7-145)$$

式 (7-145) 中记号 “ \sum ” 表示对所有满足以下条件的项求和:

$$k_1 + k_2 + \dots + k_j = m + j - 1 \quad k_1, k_2, \dots, k_j = 1, 2, 3 \quad (7-146)$$

将式 (7-144) 代入式 (7-137), 则得到用节点位移表示的 N 阶多次透射公式:

$$u_0^{p+1} = \sum_{j=1}^N (-1)^{j+1} C_j^N \{\mathbf{T}\}_j \{\mathbf{u}\}_j \quad (7-147)$$

对于频域分析, 设

$$u_j^p = \{\mathbf{U}\}_j e^{i\omega\Delta t} \quad (7-148)$$

$$\{\mathbf{U}\}_j = \{U_0 \quad U_1 \quad U_2 \quad \dots \quad U_{2j}\}^T \quad (7-149)$$

式 (7-149) 中 $U_0, U_1, U_2, \dots, U_{2j}$ 分别表示离散节点 $x=0, -\Delta x, -2\Delta x, \dots$ 处的振动位移幅值。将式 (7-148) 代入式 (7-147), 可得到

$$U_0 = \sum_{j=1}^N (-1)^{j+1} C_j^N e^{-i\omega\Delta t} \{\mathbf{T}\}_j \{\mathbf{U}\}_j \quad (7-150)$$

7-4-2 黏性边界

黏性边界由于概念清晰、简单方便,是处理半无限域动力分析中波在人工边界反射的使用最广泛的方法之一;但黏性边界是基于二维波动理论提出的,简单地将其推广到多维情况将导致相当误差。黏性边界最早是由 Lysmer 和 Kuhlemeyer (1969) 提出来的^[17]。黏性边界的原理可以通过半无限弹性杆杆端受到简谐荷载作用的波动分析来说明。

如果在半无限弹性杆杆端受到简谐剪切荷载 $\tau_0 e^{i\omega t}$ 作用,则根据 5-1-1 节土柱剪切运动的波动方程解答式 (5-4) 可知, t 时刻沿半无限弹性杆正向 x 传播的与杆轴线垂直的横向位移可由式 (7-151) 给出:

$$u(x, t) = A e^{i\omega(t - \frac{x}{v_s})} \quad (7-151)$$

式中: ω ——波的频率;

A ——波的幅值;

v_s ——S波波速。

作用在弹性杆横截面上的剪应力 $\tau(x, t)$ 可表示为

$$\tau(x, t) = G \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{iAG\omega}{v_s} e^{i\omega(t - \frac{x}{v_s})} \quad (7-152)$$

式中: G ——弹性杆的剪切模量。

由 $x=0$ 处的应力边界条件:

$$\tau(0, t) = -\tau_0 e^{i\omega t} \quad (7-153)$$

利用关系式 $v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$, 由式 (7-152) 和式 (7-153) 可得

$$A = -i \frac{\tau_0}{\omega \rho v_s} \quad (7-154)$$

式中: ρ ——弹性杆的质量密度。

因此, 弹性杆端点的横向位移场可表示为

$$u(0, t) = -i \frac{\tau_0}{\omega \rho v_s} e^{i\omega t} \quad (7-155)$$

式 (7-155) 可以视为式 (7-156) 一阶微分方程的稳态解:

$$\rho v_s \frac{\partial u}{\partial t} = \tau_0 e^{i\omega t} \quad (7-156)$$

同样, 如果在半无限弹性杆杆端受到简谐压荷载 $\sigma_0 e^{i\omega t}$ 作用, 则弹性杆端点的纵向位移场可表示为

$$u(0, t) = -i \frac{\sigma_0}{\omega \rho v_p} e^{i\omega t} \quad (7-157)$$

式 (7-157) 可以视为式 (7-158) 一阶微分方程的稳态解:

$$\rho v_p \frac{\partial u}{\partial t} = \sigma_0 e^{i\omega t} \quad (7-158)$$

式中: v_p ——P波波速。

方程式 (7-156)、式 (7-158) 分别代表了一个黏性系数等于 ρv_s 、 ρv_p 的阻尼器的运动方程, 也即可以用这种阻尼器分别模拟 S 波、P 波波动过程中的能量耗散。

将上述黏性阻尼边界的原理推广到二维问题, 黏性边界可由式 (7-159) 定义:

$$\sigma(t) = \rho v_p \dot{u}(t) \quad (7-159a)$$

$$\tau(t) = \rho v_s \dot{w}(t) \quad (7-159b)$$

式中: $\sigma(t)$ 、 $\tau(t)$ ——边界面的正应力、切向应力;

$\dot{u}(t)$ 、 $\dot{w}(t)$ ——质点沿边界面法向、切向的运动速度。

一些文献表明, 黏性边界在较大入射角范围内对 S 波、P 波具有很好的吸收作用; 相比之下, 对 Rayleigh 波的吸收作用要差一些。

7-4-3 一致边界

一致边界是根据弹性波动场在刚性基底成层弹性介质中的传播规律导出的。基于水

平成层场地模型和每层土中的位移线性变化假设, Waas (1972)^[18]提出了成层场地特征值问题的频域表达式。特征值问题被分解为两类解耦的代数特征值问题: Rayleigh 波特特征值问题和 Love 波特特征值问题。

二维问题的一致边界 (transmitting boundary) 条件可由 Rayleigh 波特特征值问题的解确定出来; 三维轴对称问题的一致边界条件需要由 Rayleigh 波特特征值问题和 Love 波特特征值问题的解联合确定。国际著名的土-结构动力相互作用分析专业软件 FLUSH 和 SASSI 均采用一致边界^[19,9]。这里, 仅介绍 Rayleigh 波特特征值问题和二维问题的一致边界条件。对于 Love 波特特征值问题和三维问题的一致边界条件, 详见文献 [18] 和 [19]。

1. Rayleigh 波特特征值问题

根据图 7-3 所示的水平成层场地模型和每层土中的位移线性变化的假设, 对第 j 层土, 有

$$u_{x,j} = \left[\left(1 - \frac{z}{h_j} \right) u_j + \frac{z}{h_j} u_{j+1} \right] f(x, t) \quad (7-160a)$$

$$u_{z,j} = \left[\left(1 - \frac{z}{h_j} \right) w_j + \frac{z}{h_j} w_{j+1} \right] f(x, t) \quad (7-160b)$$

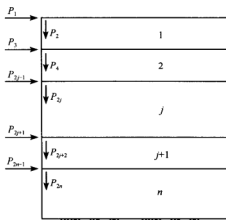


图 7-3 一致边界的自由度与边界力

式中: z ——局部坐标系下土层的深度, 如图 6-3 所示;

h_j ——第 j 层土厚度;

$u_{x,j}$ 、 $u_{z,j}$ ——第 j 层土在深度 z 处的水平向和竖向位移;

u_j 、 w_j ——第 j 层土顶面的水平向和竖向位移。

土层中频率为 ω 的 Rayleigh 波沿水平方向 (x 方向) 的位移可由函数 $f(x, t)$ 确定, 假设可取为以下形式:

$$f(x, t) = e^{i(\omega t - kx)} \quad (7-161)$$

式中: x ——水平方向的距离;

k ——波数。

则有

$$\varepsilon_{x,j} = \frac{\partial u_{x,j}}{\partial x} = -ik \left[\left(1 - \frac{z}{h_j} \right) u_j + \frac{z}{h_j} u_{j+1} \right] f(x, t) \quad (7-162a)$$

$$\varepsilon_{z,j} = \frac{\partial u_{z,j}}{\partial z} = \frac{1}{h_j} (-w_j + w_{j+1}) f(x, t) \quad (7-162b)$$

$$\begin{aligned} \gamma_{xz,j} &= \frac{\partial u_{x,j}}{\partial z} - \frac{\partial u_{z,j}}{\partial x} \\ &= \left\{ \frac{1}{h_j} (-u_j + u_{j+1}) - ik \left[\left(1 - \frac{z}{h_j} \right) w_j + \frac{z}{h_j} w_{j+1} \right] \right\} f(x, t) \end{aligned} \quad (7-162c)$$

据此, Rayleigh 波在成层土介质中传播时的特征值方程为

$$([\mathbf{A}]k^2 + i[\mathbf{B}]k + [\mathbf{G}] - \omega^2[\mathbf{M}])\{\mathbf{V}\} = \{\mathbf{0}\} \quad (7-163)$$

式中: ω ——Rayleigh 波的频率;

k ——特征值, 即波数;

$\{\mathbf{V}\}$ ——特征向量。

由于每层土的交界面具有两个自由度, 因此, 对具有 n 层土的场地, 该模型具有 $2n$ 个自由度, 即特征向量 $\{\mathbf{V}\}$ 具有 $2n$ 个分量; $[\mathbf{A}]$ 、 $[\mathbf{B}]$ 、 $[\mathbf{G}]$ 和 $[\mathbf{M}]$ 为 $2n$ 阶矩阵, 可由各层土的子矩阵组合集成。这样, 式 (7-163) 是一个广义特征值问题, 可用 Rayleigh 商迭代法求得 $2n$ 对特征值 (波数) 和特征向量。

对第 j 层土, 子矩阵 $[\mathbf{A}_j]$ 、 $[\mathbf{B}_j]$ 、 $[\mathbf{G}_j]$ 和 $[\mathbf{M}_j]$ 可分别表示为

$$[\mathbf{A}_j] = \frac{h_j}{6} \begin{bmatrix} 2(\lambda_j + 2G_j) & 0 & (\lambda_j + 2G_j) & 0 \\ 0 & 2G_j & 0 & G_j \\ (\lambda_j + 2G_j) & 0 & 2(\lambda_j + 2G_j) & 0 \\ 0 & G_j & 0 & 2G_j \end{bmatrix} \quad (7-164a)$$

$$[\mathbf{B}_j] = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 0 & -(\lambda_j - G_j) & 0 & (\lambda_j + G_j) \\ (\lambda_j - G_j) & 0 & (\lambda_j + G_j) & 0 \\ 0 & -(\lambda_j + G_j) & 0 & (\lambda_j - G_j) \\ -(\lambda_j + G_j) & 0 & -(\lambda_j - G_j) & 0 \end{bmatrix} \quad (7-164b)$$

$$[\mathbf{G}_j] = \frac{1}{h_j} \begin{bmatrix} G_j & 0 & -G_j & 0 \\ 0 & (\lambda_j + 2G_j) & 0 & -(\lambda_j + 2G_j) \\ -G_j & 0 & G_j & 0 \\ 0 & -(\lambda_j + 2G_j) & 0 & (\lambda_j + 2G_j) \end{bmatrix} \quad (7-164c)$$

$$[\mathbf{M}_j]^e = \frac{\rho_j h_j}{6} \begin{bmatrix} 2 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 2 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 2 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 2 \end{bmatrix}; \quad [\mathbf{M}_j]^i = \frac{\rho_j h_j}{2} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (7-164d)$$

这里, $[\mathbf{M}_j]^e$ 和 $[\mathbf{M}_j]^i$ 分别为一致质量矩阵和集中质量矩阵。式 (7-163) 中采用混合质量矩阵, 即取 $[\mathbf{M}_j]^e$ 和 $[\mathbf{M}_j]^i$ 之和的一半: $[\mathbf{M}_j] = \frac{1}{2}([\mathbf{M}_j]^e + [\mathbf{M}_j]^i)$ 。

2. 二维问题的一致边界条件

利用 Rayleigh 波动方程得到的 $2n$ 对特征值 (波数) 和特征向量, 以及每层土的应力-应变关系, Wass (1972) 提出了成层土一致边界的频域力-位移关系 (图 7-3):

$$\{\mathbf{P}\} = [\mathbf{R}]\{\mathbf{U}\} \quad (7-165)$$

式中: $\{\mathbf{U}\}$ —— $2n$ 阶位移矢量;

$\{\mathbf{P}\}$ ——与位移矢量 $\{\mathbf{U}\}$ 相对应的力矢量;

$[\mathbf{R}]$ ——代表半无限区域土体影响的动力阻抗矩阵, 可表示为

$$[\mathbf{R}] = i[\mathbf{A}][\mathbf{V}][\mathbf{K}][\mathbf{V}]^{-1} + [\mathbf{D}] \quad (7-166)$$

式中: $[V]$ —— $2n$ 阶特征向量矩阵;

$[K]$ ——由特征值 (波数) 构成的 $2n$ 阶对角矩阵;

$[D]$ ——反映土的动力特性的矩阵, 对第 j 层土, 子矩阵 $[D_j]$ 可表示为

$$[D_j] = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 0 & \lambda_j & 0 & -\lambda_j \\ G_j & 0 & -G_j & 0 \\ 0 & \lambda_j & 0 & -\lambda_j \\ G_j & 0 & -G_j & 0 \end{bmatrix} \quad (7-167)$$

在上述各式中, G_j 和 λ_j 是第 j 层土的动剪切模量和拉梅常数。

7-5 深软场地的弹塑性地震反应分析^[27,28]

对 ABAQUS 软件进行二次开发, 基于 ABAQUS 软件的隐式积分 Standard 模块, 编写了 4-5 节的土体记忆型嵌套面动弹塑性模型子程序 JYX-ZHY.FOR; 采用 ABAQUS 软件对 6-4 节表 6-1 的深软场地进行弹塑性地震反应分析, 并与基于 4-3-2 节修正的 Martin-Seed-Davidenkov 黏弹塑性模型的一维非线性地震反应分析的结果进行对比分析。该场地的前 4 阶自振频率分别为 6.39 Hz、8.08 Hz、9.18 Hz 和 10.68 Hz。场地土的记忆型嵌套面动弹塑性模型参数见表 7-1。基岩输入地震动采用美国 Loma Prieta 地震加速度记录, 如图 6-6 所示, 相应于小震、中震和大震的峰值加速度分别取 0.053g、0.116g 和 0.154g, 这里 g 为重力加速度。

表 7-1 土体的记忆型嵌套面动弹塑性模型参数

层号	层厚/m	土层描述	重度/(kN/m ³)	v_s /(m/s)	泊松比 ν	$\varphi/(^{\circ})$
1	2.0	淤泥质土, 灰色, 软-流塑, 饱和	19.0	114.0	0.45	16
2	2.0	淤泥质粉质黏土, 灰绿色, 软塑, 饱和	17.8	129.1	0.45	16
3	4.0	粉土与粉砂互层, 灰黄, 中密, 饱和	19.0	152.7	0.35	26
4	3.1	粉砂, 灰黑, 中密, 饱和	20.5	137.1	0.30	30
5	3.0	淤泥质土, 灰色, 软-流塑, 饱和	19.3	128.5	0.45	16
6	9.0	细砂, 灰黄, 密实, 饱和	18.9	172.7	0.30	27
7	12.5	粉细砂, 灰黑, 中密-密实, 饱和	21.2	205.8	0.32	30
8	10.3	细砂, 灰黄, 密实, 饱和	18.9	236.3	0.30	27
9	5.2	粉砂, 灰黑, 中密, 饱和	20.5	263.2	0.32	30
10	10.0	黏土, 灰-灰黑, 硬塑	19.3	491.6	0.42	21

从图 7-4 和图 7-5 可看出, 采用土体记忆型嵌套面动弹塑性模型的二维有限元法计算的场地第 7 层以上土层的峰值加速度明显比采用修正的 Martin-Seed-Davidenkov 模型的一维非线性地震反应分析计算的结果偏小, 随着基岩输入地震动强度的增大, 其偏小的程度也加大。小震时用两种模型计算的地表加速度反应谱基本相同; 随着基岩输入地震动强度的增大, 采用土体动弹塑性模型的二维有限元法计算的地表加速度反应谱在中短周期范围的谱值要比采用修正的 Martin-Seed-Davidenkov 模型的一维非线性地震反应分析计算的谱值大, 而在长周期部分, 用前者计算的地表加速度反应谱要比用后者计算的结果略小一些。

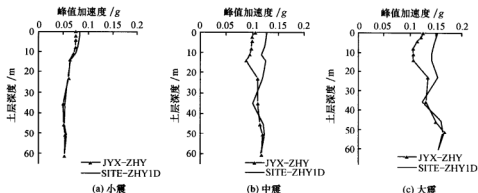
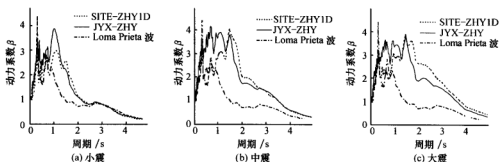
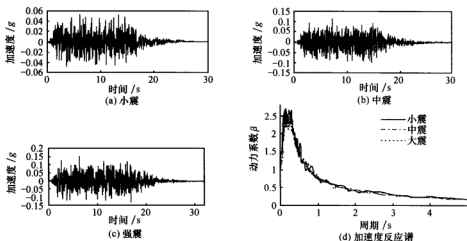


图 7-4 动弹性模型和动黏弹性模型计算的土层峰值加速度的比较

图 7-5 动弹性模型和动黏弹性模型计算的地表加速度反应谱 β 谱的比较

为了更有针对性地研究南京河西地区新近沉积土层深软场地非线性地震反应特性, 采用南京人工波作为基岩输入地震动, 加速度时程曲线和反应谱如图 7-6 所示; 采用

图 7-6 南京人工地震波加速度时程与反应谱 β 谱

ABAQUS 软件计算该深软场地非线性地震反应时,可考虑由于土体大变形而引起的几何非线性,计算结果如图 7-7 所示,并与采用等效线性动黏弹性模型 SHAKE91 软件计算的结果进行了比较。可以看出,采用土体记忆型嵌套面动弹塑性模型的二维有限元 ABAQUS 软件计算的各土层峰值加速度均小于采用等效线性动黏弹性模型 SHAKE91 软件计算的结果,这一规律与输入 Loma Prieta 地震波时的结果相吻合。总体上看,地表面加速度反应谱为双峰状(如图 7-8 所示),随着基岩地震动强度的增大,地表面加速度反应谱的频宽和谱值呈变大的趋势。

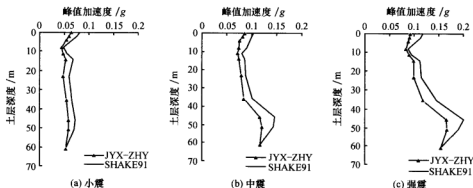


图 7-7 动弹塑性模型和等效线性动黏弹性模型计算的地表峰值加速度比较

为了说明土体所处的屈服状态,定义某一时刻的最大屈服半径比 $\frac{R}{R_{\max}}$ 为

$$\frac{R}{R_{\max}} = \frac{\sqrt{2} (k_{\theta} - \alpha_{\theta} p)}{\sqrt{2} (K_{\theta} - \alpha_{\theta}^0 p)} = \frac{k_{\theta} - \alpha_{\theta} p}{K_{\theta} - \alpha_{\theta}^0 p} \quad (7-168)$$

式中: R ——某时刻应力点对应的屈服面半径;

R_{\max} ——某时刻应力点对应的破坏面半径。

图 7-9 给出了深软场地各土层的最大 $\frac{R}{R_{\max}}$ 值。可以看出,在不同强度的输入地震动

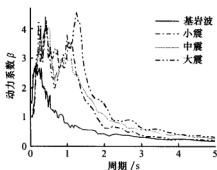


图 7-8 动弹塑性模型计算的地表加速度反应谱 β 谱

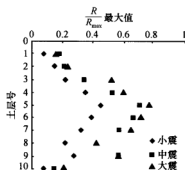
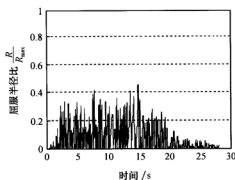


图 7-9 深软场地各土层的最大屈服半径比 $\frac{R}{R_{\max}}$ 值

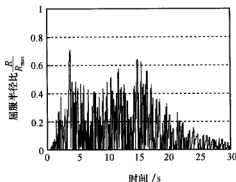
作用下, 屈服半径比 $\frac{R}{R_{\max}}$ 随土层深度变化, 第 5 层土的 $\frac{R}{R_{\max}}$ 值最大, 并向场地地表和底部呈递减变化。图 7-10 给出了在不同强度的输入地震动作用下第 5 层土某单元的屈服半径比时程和剪应力-剪应变滞回圈。总体上看, 随着基岩输入地震动强度的增加, 第



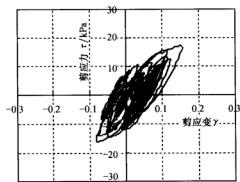
(a) 小震作用下第 5 层土的屈服半径比时程



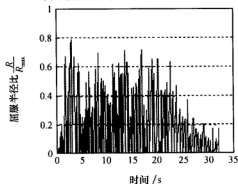
(b) 小震作用下第 5 层土的剪应力-剪应变关系



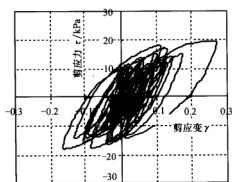
(c) 中震作用下第 5 层土的屈服半径比时程



(d) 中震作用下第 5 层土的剪应力-剪应变关系



(e) 大震作用下第 5 层土的屈服半径比时程



(f) 大震作用下第 5 层土的剪应力-剪应变关系

图 7-10 不同强度的输入地震动作用下第 5 层土某单元的屈服半径比时程和剪应力-剪应变关系

5层土的屈服半径比增大,滞回圈越来越饱满,表明其在地震反应时消耗的能量更多,同时,滞回圈也不断地向剪应变方向单方向累积。

7-6 场地地震反应分析的分时段等效线性有效应力法

7-6-1 振动孔隙水压力模型

有效应力原理是土力学中最基本的原理之一。但在土动力分析(包括液化分析)中大多以总应力为依据,这主要是由于缺乏周期荷载或地震动作用产生的土体振动孔隙水压力的实测定量资料 and 能够方便地与土动力分析方法联系起来的模型。Martin 和 Finn 等 (1975)^[28]、Seed 和 Martin 等 (1976)^[30]是最早推荐使用有效应力模型的学者。但是,目前对土体振动孔隙水压力发展的研究还远未达到完善的地步,尚有待深入地探讨。

Seed 和 Martin 等 (1976)^[30]提出土体振动孔隙水压力比 $\frac{u}{\sigma_c}$ 与循环振动次数比 $\frac{N}{N_1}$ 之间的关系可用下述经验关系表示:

$$\frac{u}{\sigma_c} = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arcsin \left[2 \left(\frac{N}{N_1} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right] \quad (7-169)$$

式中: u ——土体振动孔隙水压力;

σ_c' ——初始有效固结应力;

N ——循环振动次数;

N_1 ——达到液化 ($\frac{u}{\sigma_c} = 1$) 所需的振动次数;

θ ——土的试验参数; Seed 认为对于大多数土可取 $\theta = 0.70$ 。

现有研究表明,饱和砂土的液化振动次数 N_1 与动剪应力比 $\frac{\tau_d}{\sigma_c}$ 存在下述平均关系^[32]:

$$aN_1^{-b} = \frac{\tau_d}{\sigma_c} \quad (7-170)$$

式中: τ_d ——土单元破坏面上的循环剪应力幅值;

a 、 b ——试验常数。

式 (7-169) 的优点是估算地震动作用期间土体的振动孔隙水压力仅需一个参数即液化振动次数 N_1 , 这可用不排水振动单剪或动三轴液化试验直接测定。

陈国兴和谢君斐等 (1995)^[31]认为式 (7-169) 是在破坏面上没有初始静剪应力的试验条件下建立的, 只能适用于水平成层场地。在多数土工结构中, 沿可能破坏面上土单元承受一定的静剪应力。因此, 可能破坏面上的土体振动孔隙水压力应该用有初始静剪应力的不排水振动单剪试验, 或用非均等固结动三轴试验进行模拟。试验研究表明, 土单元破坏面上初始静剪应力 τ_0 的存在将抑制土体振动孔隙水压力的发展, 且 $\frac{\tau_0}{\sigma_c}$ 愈大,

最终能达到的振动孔隙水压力比 $\frac{u}{\sigma_c}$ 愈小。对土单元破坏面上存在初始静剪应力 τ_0 的情况,徐志英和沈珠江 (1981)^[32] 对式 (7-169) 作如下简化与修正:

$$\frac{u}{\sigma_c} = (1 - m\alpha_s) \frac{2}{\pi} \arcsin \left(\frac{N}{N_1} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (7-171)$$

式中: α_s ——土单元的静剪应力比, $\alpha_s = \frac{\tau_0}{\sigma_c}$;

m ——试验常数。

将式 (7-171) 对时间 t 求导数, 可得增量表达式:

$$\frac{\Delta u}{\sigma_c} = \frac{(1 - m\alpha_s) \Delta N}{\pi \theta N \sqrt{1 - \left(\frac{N}{N_1} \right)^{\frac{1}{m}}}} \left(\frac{N}{N_1} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (7-172)$$

式中: Δu ——在 ΔT 时间内由于地震动作用而产生的振动孔隙水压力;

ΔN ——在 ΔT 时间内的等效振动次数;

N ——累计振动次数, $N = \sum \Delta N$ 。

在平面应变状态下, 假定最大往返剪切作用面为土单元的破坏面, 那么土单元破坏面上的初始静剪应力比 α_s 和动剪应力比 $\alpha_d = \frac{\tau_d}{\sigma_c}$ 分别为^[33,34]

$$\alpha_s = \frac{\tau_0}{\sigma_c} = \frac{2 |\tau_{xy}|}{\sqrt{(\sigma'_x + \sigma'_y + 2\sigma_s)^2 - 4\tau_{xy}^2}} \quad (7-173)$$

$$\alpha_d = \frac{\tau_d}{\sigma_c} = \frac{2 |\tau_{xy,d}|}{\sqrt{(\sigma'_x + \sigma'_y + 2\sigma_s)^2 - 4\tau_{xy}^2} + |\sigma'_x - \sigma'_y|} \quad (7-174)$$

式中: σ'_x 、 σ'_y 、 τ_{xy} ——土单元的静有效正应力和水平面上的静剪应力;

σ_s ——土的有效黏结应力, $\sigma_s = c' \cot \varphi'$;

c' 、 φ' ——土的有效黏聚力和内摩擦角, 对于纯净砂土, $c' = 0$;

$\tau_{xy,d}$ ——土单元水平面上的等效循环地震剪应力幅值。

对于水平场地, $\tau_{xy} = 0$, 因此, 有

$$\alpha_s = 0, \quad \alpha_d = \frac{|\tau_{xy,d}|}{\sigma'_y + \sigma_s} \quad (7-175a)$$

这里已假定 $\sigma'_y > \sigma'_x$ 。若场地土为纯净砂土, $\sigma_s = 0$, 则

$$\alpha_d = \frac{|\tau_{xy,d}|}{\sigma'_y} \quad (7-175b)$$

即 α_d 为土单元水平面上的等效循环地震剪应力幅值和竖向有效应力之比。

在场地地震反应计算中, 每一时段的等效振动次数 ΔN 按下述方法近似确定。首先, 根据 Martin 等 (1979) 的研究, 对于不同震级的地震, 地震持续时间 T_d 和地震波的等效振动次数 N_{eq} 按表 7-2 确定。

表 7-2 N_{eq} 与 T_d 的经验值

地震震级	等效振动次数 $N_{eq}/\text{次}$	地震持续时间 T_d/s
5.5~6	5	8
6.5	8	14
7	12	20
7.5	20	40
8	30	60

然后, 计算时间间隔 $\Delta T_i = t_i - t_{i-1}$ 内的地震波能量与整个持续时间 T_d 内的地震波能量之比:

$$SA(\Delta T_i) = \frac{\int_{t_{i-1}}^{t_i} a^2(t) dt}{\int_0^{T_d} a^2(t) dt} \quad (7-176)$$

再按式 (7-177) 计算 ΔN :

$$\Delta N = N_{eq} SA(\Delta T_i) \quad (7-177)$$

式 (7-167) 的物理含义是以时段 ΔT_i 内地震波能量的相对大小为权系数, 将总的等效振动次数 N_{eq} 按权系数大小分配到各时段内。

应指出, 式 (7-169) 的振动孔隙水压力模型只适用某些砂性土。在场地地震反应计算中, 无黏性和少黏性可液化土的振动孔隙水压力模型宜通过试验研究确定。

7-6-2 分时段等效线性有效应力法

根据 4-3-1 节的 Matasovic 和 Vucetic 等 (1993) 土体动力本构模型和等效割线剪切模量 G_{st} 的定义, 由式 (4-38) 可得在任一个应力-应变循环中:

$$G_{st} = \frac{G_{\max}^*}{1 + \psi \left(\frac{\gamma}{\gamma_r^*} \right)^2} \quad (7-178)$$

当初始时刻 $t=0$ 时, $G_{\max}^* = G_{\max}$, $\gamma_r^* = \gamma_r$, 此时即为第 1 周的等效割线模量 $G_{s0} = G_{\max}$ 。

为了在土地地震反应计算中实现“振动孔隙水压力的发展引起模量和强度衰退”的概念, 陈国兴和谢君斐等 (1995)^[31] 建议采用“分时段等效线性化”方法, 这是一个近似方法, 它将整个地震动作用时间分成若干相等的时段 (t_i, t_{i+1}) , $i=1, 2, \dots, L$, $\Delta T = t_{i+1} - t_i$ 。在时段 i 即 (t_i, t_{i+1}) 中进行多次线性分析, 在每次线性分析中所采用的土的模量和阻尼比是与该时段前一次分析的均方根剪应变 $\gamma_{rms,i}$ 相一致的。 $\gamma_{rms,i}$ 定义为

$$\gamma_{rms,i}^2 = \frac{1}{\Delta T} \int_{t_i}^{t_{i+1}} \gamma^2(t) dt \quad (7-179)$$

式中: $\gamma(t)$ ——剪应变时间历程。

根据正弦波剪应变与实际剪应变时间历程的应变能相等的原则, 陈国兴和谢君斐等 (1994)^[11] 建议等效正弦波剪应变幅值 γ_e 与 γ_{rms} 之间关系的按式 (7-180) 确定:

$$\gamma_{e,i} = \sqrt{2} \gamma_{rms,i} \quad (7-180)$$

将这个 $\gamma_{e,i}$ 值代入式 (7-178), 即可确定与 $\gamma_{e,i}$ 相应的 $G_{s,i}$ 值, 供下一轮迭代计算使用; 而与 $\gamma_{e,i}$ 相应的土的阻尼比 λ_i 可按 4-4 节的相应公式确定。由于在计算 G_{\max}^* 时应考虑振动孔隙水压力的影响, 因此, 在每一时段末 (已满足迭代精度) 尚应计算该时段的振动孔隙水压力增量 Δu_i 和该时段末的累积振动孔隙水压力 $u = \sum_{j=1}^i \Delta u_j$ 。在按前述方法计算 Δu_i 时, 还须知道土单元在本时段的等效循环地震剪应力幅值 $\tau_{xy,d,i}$ 。这里按式 (7-181) 计算:

$$\tau_{xy,d,i} = G_{s,i} \gamma_{e,i} \quad (7-181)$$

时段 ΔT 的大小对计算结果有影响, 合理的 ΔT 值估计与场地条件和输入地震动的特性有关, 需试算确定。一般地, 分割时间段 ΔT 的大小应保证在每个时段内, 对于计算有效的 γ_{rms} 值而言, ΔT 是足够的大, 大体上有一个以上的完整地震反应循环; 对于描述土的动剪切模量、阻尼比及振动孔隙水压力的平均发展随时间的变化而言, ΔT 又是足够地小。总之, 合理选取的 ΔT 值应能避免“虚共振效应”的发生和反映土体中的振动孔隙水压力对场地地震动的影响。

下面给出分时段等效线性有效应力法的具体步骤:

(1) 先进行静力计算, 求出每一单元的有效静应力 σ'_x , σ'_y 和 τ_{xy} 。

(2) 对每一单元, 按 4-6-2 节的经验公式计算 G_{\max} 和用式 (7-178) 计算第 i 时段的等效割线剪切模量 $G_{s,i-1}$ (预先假定 γ_e), 再用 4-4 节的有关阻尼比经验公式计算第 i 时段的阻尼比 λ_{i-1} , 并求体系在第 i 时段的第一、二振型的自振圆频率 ω_1 和 ω_2 , 用数值积分求该时段的 $\gamma(t)$, 并从式 (7-179) 和式 (7-180) 分别确定 γ_{rms} 和 γ_e , 再按此等效剪应变幅值 γ_e 计算新的 $G_{s,i-1}$ 和 λ_{i-1} 值。如果新的 $G_{s,i-1}$ 和 λ_{i-1} 值与该时段开始计算用的 $G_{s,i-1}$ 和 λ_{i-1} 值之间的差别满足迭代精度 3%~5%, 则迭代结束; 否则, 用新的 $G_{s,i-1}$ 和 λ_{i-1} 值重新计算, 直到满足迭代精度。

(3) 对每一单元, 用式 (7-181) 计算该时段的 $\tau_{xy,d,i}$, 用式 (7-174) 计算 $\frac{\tau_{xy}}{\sigma'_c}$, 再用式 (7-170) 计算 N_i 。

(4) 用式 (7-177) 求该时段的 ΔN 及累计值 N 。

(5) 对每一单元, 用式 (7-172) 计算该时段的 $\frac{\Delta u}{\sigma'_c}$ 及累计值 $\frac{u}{\sigma'_c}$ 。

(6) 对每一单元, 用式 (4-39) 和式 (4-41) 分别计算该时段的 G_{\max}^* 和 γ_e^* 值, 将 G_{\max}^* 、 γ_e^* 和 γ_e 值代入式 (7-178) 计算下一时段的等效割线剪切模量 $G_{s,i}$, 将 $G_{s,i}$ 和 G_{\max}^* 代入 4-4 节的有关阻尼比经验公式计算相应的阻尼比 λ_i , 作为下一时段开始计算的初始值。

(7) 对下一时段, 重复步骤 (2)~(6), 直至地震动结束为止。

7-6-3 分时段等效线性有效应力法与常规等效线性总应力法的比较^[33,35]

1. 均质水平场地

设有一厚度 15 m 的均质、饱和砂土水平场地。现取 1 列“土柱”进行分析, 分为

5个单元,每个单元厚度为3m,如图7-11所示。输入地震动为El-Centro地震记录,峰值加速度调整为 1.32 m/s^2 ,持续时间为14s,如图7-12所示;并假定等效振动次数为8次,整个地震动持续时间分成14段,每个时段为1s。初始最大剪切模量参数 $K_m=700$, $n=0.5$;阻尼比参数 $\lambda_{\max}=0.25$, $\beta=1.0$;砂土动本构模型骨架曲线的参数 $\psi=1.70$, $s=0.67$, $\gamma_r=1.28\times 10^{-3}$, $\mu=3.5$;液化振动次数参数 $a=0.48$, $b=0.195$;土的有效应力强度参数 $c'=0$, $\varphi'=25^\circ$;泊松比 $\nu=0.485$,饱和重度 $\gamma=19.0\text{ kN/m}^3$,因地基处于 k_0 固结状态,取侧压力系数 $k_0=1-\sin\varphi'=0.577$;数值积分方法采用Newmark- β 法,取 $\beta=\frac{1}{4}$ 。

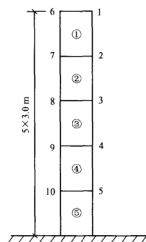


图 7-11 计算模型

图7-13是常规等效线性总应力法(简称总应力法,下同)的计算结果。当砂土的振动孔压参数 θ 分别取0.70、0.45、0.815和0.85时,用分时段等效线性有效应力法(简称有效应力法,下同)计算的结果分别是图7-14~图7-17,图7-18则是振动孔压比 $\frac{u}{\sigma_c}$ 随地震动作用时间变化的曲线。从上述图中可以看出,在地震动的初期(约5s),用总应力法和有效应力法算得的结点1的加速度和单元1的剪应力的波形相差不大,但总应力法求得的峰值加速度、峰值剪应力要大约13%;以后,对于 $\theta=0.70$ 、0.45和0.815的三种情况,由于单元1发生液化,有效应力法求得的加速度和剪应力均很小,而总应力法求得的结果仍可达到相当大的值;但对于 $\theta=0.85$ 的情

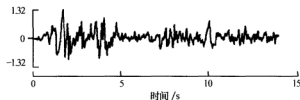
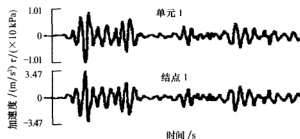
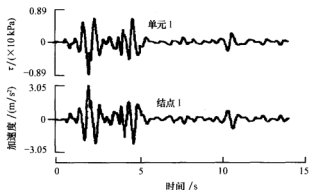
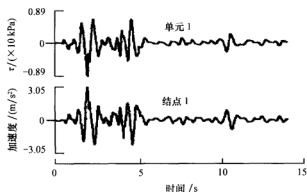
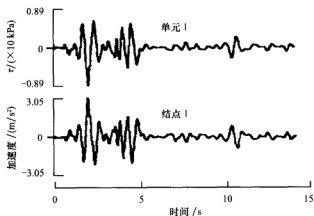
图 7-12 El-Centro地震记录(单位: m/s^2)

图 7-13 常规等效线性总应力法

图 7-14 分时段等效线性有效应力法 ($\theta=0.70$)图 7-15 分时段等效线性有效应力法 ($\theta=0.45$)图 7-16 分时段等效线性有效应力法 ($\theta=0.815$)

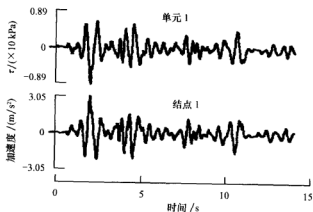
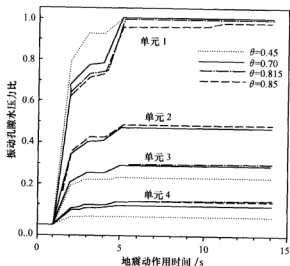
图 7-17 分时段等效线性有效应力法 ($\theta=0.85$)

图 7-18 振动孔隙水压力比与地震作用时间的关系

况, 单元 1 不能达到液化状态, 其结果与总应力法的类似。另外, 对于 $\theta=0.70$ 、0.45 和 0.815 三种情况, 有效应力法求得的结点 1 的加速度和单元 1 的剪应力的波形和大小几乎完全相同。

对于 $\theta=0.70$ 、0.45 和 0.815 三种情况, 振动孔压比 $\frac{u}{\sigma_c}$ 的发展规律类似, 单元 1 均在 5 s 后达到液化状态, 但 $\theta=0.45$ 时单元 3 和单元 5 的 $\frac{u}{\sigma_c}$ 值要比 $\theta=0.70$ 和 0.815 时的小一些, 而单元 1 在 2~4 s 期间的 $\frac{u}{\sigma_c}$ 值比 $\theta=0.70$ 和 0.815 时的大一些。对于 $\theta=$

0.85 的情况, $\frac{\mu}{\sigma_c}$ 的发展规律与上述三种情况类似, 只是单元 1 不能达到液化状态。

2. 桩基高层建筑

某框架结构高层建筑, 柱网布置及基础筏板尺寸如图 7-19 所示。该建筑地上 16 层, 底层高 4.8 m, 其余各层层高 2.8 m; 地下一层, 层高 3.0 m。地下室及 1~7 层的中柱尺寸为 680 mm×680 mm, 边柱尺寸为 500 mm×500 mm, 混凝土强度等级为 C35; 8~16 层的中柱尺寸为 600 mm×600 mm, 边柱尺寸为 450 mm×450 mm, 混凝土强度等级为 C25。各楼层梁尺寸均为 600 mm×350 mm, 混凝土强度等级为 C30。现浇楼板厚 18 cm。结构重力荷载代表值 (含活载) 为: 标准层 13 kN/m², 顶层 10 kN/m², 底层 15 kN/m², 地下室 18 kN/m²。筏板基础厚 1 m, 各柱位筏板下设置 4 根 14 m 长的混凝土桩, 截面尺寸为 400 mm×400 mm, 柱下桩的平面布置如图 7-20 所示。

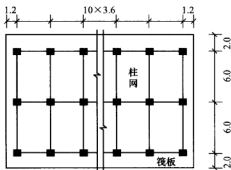


图 7-19 柱网布置及筏板基础尺寸 (单位: m)

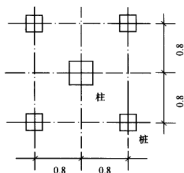


图 7-20 桩的平面布置 (单位: m)

假想基岩面取在地表下 26 m 处, 假设地下水位近地表, 浅层 18 m 为松砂, 其下 8 m 为密砂, 地基土侧边界取在离结构边缘 92 m (7.75 倍结构宽度) 远处。地基土-桩筏基础-上部结构的计算简图如图 7-21 所示。

输入地震动加速度时程采用 1952 年美国 Taft 地震记录, 持续时间截取为 18.8 s, 峰值加速度为 1.76 m/s², 如图 7-22 所示。在计算中将 Taft 记录的峰值加速度分别调整为 3.0 m/s² 和 2.2 m/s², 以考察输入地震动强度的影响。

采用无厚度 Goodman 单元模拟桩与土、基础与土之间的界面^[36], 在静力分析中, 取界面单元的法向刚度系数 $k_n=20$ MPa/mm, 切向刚度系数 $k_t=2$ MPa/mm; 在动力分析中, 取 $k_n=k_t=20$ MPa/mm, 阻尼比 $\lambda=0.1$ 。

采用邓肯-张本构模型描述土的静应力-应变关系, 切线杨氏模量 E_s 和卸荷-再加荷模量 E_u 的计参数列于表 7-3; 土的动力本构模型采用 4-3-1 节的 Matasovic 和 Vucetic 模型, 土的动力性能参数列于表 7-4。

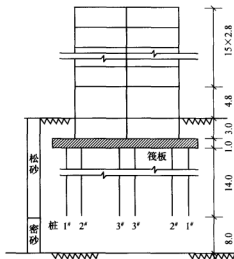


图 7-21 土-筏板基础上部结构
计算简图 (单位: m)

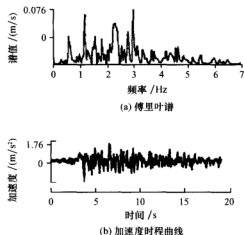


图 7-22 Taft 地震记录的时程曲线与傅里叶谱

表 7-3 土的邓肯-张本构模型参数

参数 土类	K_s	K_{ur}	n_s	R_t	c'/kPa	$\varphi'/(^{\circ})$	泊松比 ν	重度 $\gamma/(\text{kN/m}^3)$
松砂	500	750	0.45	0.75	0	30	0.30	19.0
密砂	900	1575	0.35	0.80	0	36	0.30	20.0

表 7-4 土的动力性能参数

参数 土类	剪切模量参数						振动孔压比参数				阻尼比参数		泊松比 ν
	K_{\max}	n	Ψ	s	μ	γ_s	m	θ	a	b	λ_{\max}	β	
松砂	1000	0.50	1.7	0.67	3.0	0.128	1.10	0.70	0.44	0.195	0.25	1.0	0.485
密砂	1350	0.50	1.7	0.67	3.0	0.128	1.10	0.70	0.54	0.22	0.25	1.0	0.485

该体系的静力分析分两步进行: 第一步不考虑上部结构物的存在, 分析地基在自重作用下产生的初始有效应力 $\{\sigma_0\}$; 第二步是将上部结构和基础的自重作为外部附加荷载, 并扣除基础中挖去的土体重量, 且将第一步求得的 $\{\sigma_0\}$ 作为初应力, 在这样的净附加荷载作用下对体系进行静力相互作用分析, 确定地基中的附加应力 $\{\Delta\sigma\}$ 。这样, 地基中的静有效应力为 $\{\sigma\} = \{\sigma_0\} + \{\Delta\sigma\}$ 。对于带桩厚筏板基础的深开挖情况, 局部土体将经历卸荷-再加荷过程。由于土的卸荷模量与加荷模量相差很大, 常引起迭代过程的不稳定。为此, 令加荷函数为

$$f_L = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \sigma_3^{0.25} \quad (7-182)$$

当 f_L 大于加荷历史上最大值 $f_{L,\max}$ 时判为加荷; 否则判为卸荷或再加荷^[33,37]。因此, 计算中采用下列经验方法, 即当 $f_L < 0.75 f_{L,\max}$ 时, 判为完全卸荷, 而当 $0.75 f_{L,\max} \leq$

$f_L \leq f_{L, \max}$ 时, 土的杨氏模量按式 (7-183) 插值:

$$E = E_s + 4.0(E_{ur} - E_s) \left(1 - \frac{f_L}{f_{L, \max}}\right) \quad (7-183)$$

由于土体的实际应力状态不可能超过破坏状态时的应力水平, 因此, 当计算的土单元应力水平超过破坏状态的应力水平时, 应对土体的破坏单元作应力重分布处理 (图 7-23)^[33, 37], 并根据修正后的应力确定该单元的计算模量:

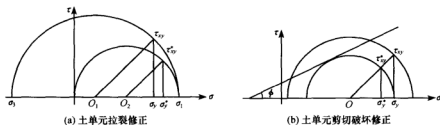


图 7-23 土体破坏单元的应力修正模式

(1) 若土单元的计算拉应力超过土的黏结应力 $\sigma_a = c \cot \varphi$, 表明该土单元已发生拉裂破坏。假设土体拉裂后不再承受拉应力, 即 $\sigma_3 = 0$, 并假定修正前后的主应力方向不变, σ_1 大小不变, 则修正后的应力分量为

$$\sigma_x^* = \frac{1}{2} \sigma_1 \left(1 - \frac{\sigma_y - \sigma_x}{\sigma_1 - \sigma_3}\right) \quad (7-184a)$$

$$\sigma_y^* = \frac{1}{2} \sigma_1 \left(1 + \frac{\sigma_y - \sigma_x}{\sigma_1 - \sigma_3}\right) \quad (7-184b)$$

$$\tau_{xy}^* = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 - \sigma_3} \tau_{xy} \quad (7-184c)$$

(2) 若土单元的主应力差太大, 使构成的摩尔圆与描述土体抗剪强度的库仑破坏包线相割, 即

$$(\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \sin \varphi) > 2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi \quad (7-185)$$

则表明该土单元已发生剪切破坏。假设修正前后主应力之和 $\sigma_1 + \sigma_3$ 保持不变, 且主应力方向也不变, 则修正后的应力分量为

$$\tau_{xy}^* = \frac{(\sigma_x + \sigma_y) \sin \varphi + 2c \cos \varphi}{\sigma_1 - \sigma_3} \tau_{xy} \quad (7-186a)$$

$$\left. \begin{matrix} \sigma_y^* \\ \sigma_x^* \end{matrix} \right\} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \left(\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \right) \frac{\tau_{xy}^*}{\tau_{xy}} \quad (7-186b)$$

采用有效应力法时, 每一时段长取为 0.94 s, 共分成 20 个时段。在输入地震动峰值加速度为 2.2 m/s^2 的情况下, 建筑物边上的表层土 (约 3 m 深) 在 3.76 s 开始液化, 离建筑物稍远的表层地基土 (约 3 m 深) 在 4.70 s 开始液化, 个别部位在 3~6 m 深度内也在 7.52 s 液化。筏板下的桩顶 (约 2 m 深) 周围土体在整个地震作用期间均未达到液化状态, 振动孔隙水压力比小于 0.30; 桩顶以下约 2~5 m 深度内桩间土体则

在 7.52 s 时液化, 而 1[#] 桩 (边桩) 外围土体在该深度处在 8.46 s 时液化。部分楼层和基础中心的峰值加速度列于表 7-5, 可见, 有效应力法的计算结果比总应力法的小 5%~20%。3 个控制点选择为建筑物的顶层、筏板基础中心和离建筑物边缘 84 m 远处的地表 (7 倍建筑物宽度), 图 7-24 和图 7-25 分别给出这 3 个控制点的加速度时程曲线和傅里叶谱, 从中可以看出有效应力法和总应力法的计算结果之间的差别。

表 7-5 输入地震动峰值加速度为 2.2m/s^2 时建筑物楼层和基础中心的峰值加速度 (单位: m/s^2)

位置 方法	16 层	14 层	12 层	10 层	8 层	6 层	4 层	2 层	1 层	基础
总应力法	3.514	2.726	1.664	1.668	2.785	3.251	—	—	—	2.884
有效应力法	3.183	2.524	1.581	1.529	2.361	2.889	2.820	2.218	2.191	2.727

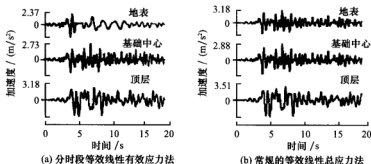


图 7-24 输入地震动峰值加速度为 2.2m/s^2 时 3 个控制点的加速度时程曲线

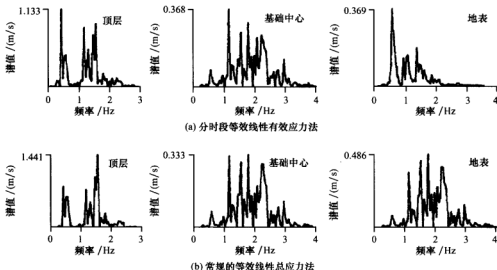


图 7-25 输入地震动峰值加速度为 2.2m/s^2 时 3 个控制点的加速度傅里叶谱

在输入地震动峰值加速度为 3.0 m/s^2 的情况下, 建筑物边上表层土 (约 3 m 深) 在 3.76 s 开始液化, 筏板基础底部及附近地基浅层 (约 10 m 深) 松砂均在 4.70 s 开始液化, 桩端的振动孔隙水压力比很小, 均小于 0.30 。表 7-6 给出了部分楼层和基础中心的峰值加速度, 图 7-26 和图 7-27 是上述 3 个控制点的加速度时程曲线和傅里叶谱。由上述图示可见, 地基土的液化和软化具有明显的低频放大和滤波作用, 对 4 Hz 以

表 7-6 输入地震动峰值加速度为 3.0 m/s^2 时建筑物楼层和基础中心的峰值加速度 (单位: m/s^2)

方法 \ 位置	16 层	14 层	12 层	10 层	8 层	6 层	4 层	2 层	1 层	基础
总应力法	4.712	3.677	2.258	2.166	3.661	4.334	4.105	3.180	3.150	3.703
简化有效应力法	4.159	3.357	2.115	1.820	3.074	3.778	3.726	2.957	2.605	2.949

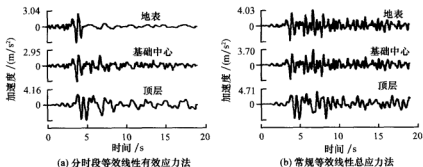


图 7-26 输入地震动峰值加速度为 3.0 m/s^2 时 3 个控制点的加速度时程曲线

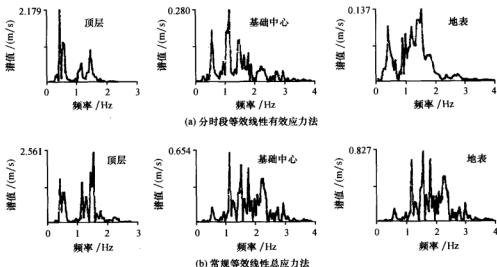


图 7-27 输入地震动峰值加速度为 3.0 m/s^2 时 3 个控制点的加速度傅里叶谱

上成分的波动,几乎全部被过滤。对于总应力法,基础和地表加速度反应的频谱成分主要集中在1~3 Hz,这正是输入的 Taft 波能量最大的频段。对于有效应力法,由于考虑了振动孔隙水压力的影响,使得计算体系更具柔性,高频滤波效应更加显著,傅里叶谱曲线向低频一侧移动;与总应力法的计算结果相比,有效应力法求得的基础与地表的峰值加速度要小20%~30%、各楼层的峰值加速度要小6%~21%,与楼层位置有关。

由于浅层土在4.70 s(输入地震动在3.72 s达到最大值,以后较长时间仍很强烈)液化,不能再传递剪切波,其后的地表加速度反应很小(液化后土的模量取为最大模量的5%以保证继续作数值计算)。虽然筏板底部土液化削弱了桩顶部的刚度,但是,由于桩穿过液化层深入到了稳定土层,桩基仍具有较大刚度,因此,地基液化后基础中心仍有较大的加速度反应。比较有效应力法和总应力法的结果可以看出,有效应力法能更明显地反映地基液化对体系地震反应的影响。由于上述两种方法求得的建筑物底部的输入地震动存在较大差异,自然地,在这两种情况下上部结构的地震反应也有很大差异,上述图表的结果说明了这一点。

根据上述数值分析结果,可得到如下几点结论:

(1) 与总应力法相比,分时段等效线性有效应力法能反映地基土液化或部分液化对上部结构地震反应的影响,并可以反映地基土液化区的扩展过程,其计算结果更加合理。

(2) 在中等强度的地震动(输入地震动峰值加速度为 2.2 m/s^2)作用下,地基土液化深度浅,较深土层中的振动孔隙水压力不大,桩间土的液化范围较小,且开始液化的时间较长。因此,地基土的液化和软化效应不大,用总应力法和有效应力法求得的桩承建筑物的基础与上部结构的加速度时程及傅里叶谱的形状类似,只是有效应力法求得的峰值加速度较小,对于基础要小6%,对于楼层要小5%~20%。在强地震动(输入地震动峰值加速度为 3.0 m/s^2)作用下,地基土液化深度较大,桩间土的液化范围较大,且开始液化的时间较短。因此,地基土的液化和软化效应很明显,用总应力法和有效应力法求得的桩承建筑物的基础与上部结构的加速度时程及傅里叶谱有相当大的差别,有效应力法求得的峰值加速度较小,对于基础要小约26%,对于楼层要小7%~21%。另外,在地基土大范围液化后,有效应力法求得的加速度反应仍有较大的幅值,这说明只要桩基深入稳定土层有足够深度,桩基在地基土严重液化后仍具有较大的刚度,这与震害经验相符。

参考文献

- [1] 陈国兴,陈忠汉,马克俭. 工程结构抗震设计原理 [M]. 北京:中国水利水电出版社,2002.
- [2] 张克绪,谢君斐. 土动力学 [M]. 北京:地震出版社,1989.
- [3] Edward L W. Static and Dynamic Analysis of Structures; A Physical Approach with Emphasis on Earthquake. Fourth Edition [M]. USA: Computers and Structures Inc., 2004.
- [4] Hilber H M, Hughes T J R, Taylor R L. Collocation, dissipation and "overshoot" for time integration schemes in structural dynamics [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics,

- 1978, (6): 99—117.
- [5] 庄海洋, 陈国兴. 基于精细积分算法的结构地震反应计算方法 [J]. 南京工业大学学报, 2004, (2): 14—17, 32.
- [6] 钟万镭. 计算结构力学与最优控制 [M]. 大连: 大连理工大学出版社, 1993.
- [7] 吕和祥, 蔡志勤, 袁中航. 非线性动力问题的一个显式精细积分算法 [J]. 应用力学学报, 2001, (2): 34—40.
- [8] 蔡志勤, 钟万镭. 子域精细积分的稳定性分析 [J]. 水动力学研究与进展, 1995, (6): 588—593.
- [9] Lysmer J, Udaka T, Tsai C-F, et al. FLUSH, a computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems [R]. Report No. EERC75-30, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, California.
- [10] 林家浩. 随机地震响应功率谱快速算法 [J]. 地震工程与工程振动, 1990, (4): 38—46.
- [11] 陈国兴, 谢君斐, 张克绪. 土坝地震性能二维随机分析方法 [J]. 地震工程与工程振动, 1994, (3): 81—90.
- [12] Vanmarcke E H. Properties of spectral moments with applications to random vibration [J]. Journal of the Engineering Mechanics, ASCE, 1972, 98 (2): 425—446.
- [13] Kiureghian A D. Structural response to stationary excitation [J]. Journal of the Engineering Mechanics, ASCE, 1980, (6): 1195—1213.
- [14] Udawadia A D, Trifunac M D. Characterization of response spectra through the statistics of oscillator response [J]. Bulletin of Seismology Society of America, 1974: 205—219.
- [15] 廖振鹏. 工程波动理论导引 [M]. 北京: 科学出版社, 1996.
- [16] 李小军. 非线性场地地震反应分析方法的研究 [D]. 哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所, 1993.
- [17] Lysmer J, Kuhlemeyer R L. Finite dynamic model for infinite media [J]. Journal of the Engineering Mechanics, ASCE, 1969, (4): 859—877.
- [18] Waas G. Linear two-dimension analysis of soil dynamics problems in semi-infinite layered media [D]. Berkeley: University of California, 1972.
- [19] Lysmer J, Ostadan F, Chih-Cheng C. SASSI 2000 Theoretical Manual: A System for Analysis of Soil-Structure Interaction. Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, USA, 1999.
- [20] Smith W. A non-reflecting plane boundary for wave propagation problems [J]. Journal of Computer Physics, 1973, (4): 492—503.
- [21] Kunar R R, Rodriguez-ovejero J. A model with non-reflecting boundary for use in explicit soil-structure interaction analysis [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1980, (4): 361—374.
- [22] Clayton R, Engquist B. Absorbing boundary conditions for acoustic and elastic wave equations [J]. Bulletin of Seismology Society of America, 1977, 67: 1529—1540.
- [23] Clayton R, Engquist B. Absorbing boundary conditions for wave equation migration [J]. Geophysics, 1980, (5): 895—904.
- [24] Higdon R L. Absorbing boundary conditions for difference approximations to the multi-dimensional wave equation [J]. Mathematics of Computation, 1986, 47: 437—459.
- [25] Deeks A J, Randolph M F. Axisymmetric time-domain transmitting boundaries [J]. Journal of

- Engineering Mechanics, 1994, (1): 25-42.
- [26] 刘晶波, 谷音, 杜义欣. 一致粘弹性人工边界及粘弹性边界单元 [J]. 岩土工程学报, 2006, (9): 1070-1075.
- [27] 庄海洋, 陈国兴, 朱定华. 土体动力粘塑性记忆型嵌套面本构模型及其验证 [J]. 岩土工程学报, 2006, (10): 1267-1272.
- [28] 庄海洋. 复杂场地上地铁地下结构非线性地震反应及其大型振动台试验研究 [D]. 南京: 南京工业大学, 2006.
- [29] Martin G B, Finn W D L, Seed H B. Fundamentals of liquefaction under cyclic loading [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1975, (5): 423-438.
- [30] Seed H B, Martin G R, Lysmer J. Pore water pressure changes during soil liquefaction [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1976, (4): 323-346.
- [31] 陈国兴, 谢君斐, 韩伟, 等. 土体地震反应分析的简化有效应力法 [J]. 地震工程与工程振动, 1995, (2): 52-61.
- [32] 徐志英, 沈珠江. 地震液化的有效应力二维动力分析方法 [J]. 华东水利学院学报, 1981, (3): 1-14.
- [33] 张克绪, 陈国兴, 王忆. 桩承建筑物地基的残余变形分析 [A]//地震工程研究文集 [C]. 北京: 地震出版社, 1992, 8: 162-178.
- [34] 张克绪. 饱和砂土的液化应力条件 [J]. 地震工程与工程振动, 1984, (1): 99-109.
- [35] 陈国兴, 谢君斐, 张克绪. 考虑地基土液化影响的桩基高层建筑体系地震反应分析 [J]. 地震工程与工程振动, 1995, (4): 93-103.
- [36] 陈国兴, 谢君斐, 张克绪. 土与结构材料界面性状的研究概况 [J]. 世界地震工程, 1994, (4): 1-9.
- [37] 陈国兴. 土体-结构体系地震性能分析研究 [D]. 哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所, 1993.

第 8 章 土动力特性与震动液化

8-1 饱和砂性土震动液化机理

地震时剪切波由下卧岩土层向上传播,并在土体中引起交变应力,从而产生振动孔隙水压力,这是饱和砂土液化的主要原因。在交变应力作用下,土粒的接触点处会产生新的应力,当这种应力达到一定的数值时,就会破坏土粒间原来的联结和结构状态,使砂粒之间彼此脱离接触,此时,原先由砂粒通过接触点传播的应力,就要传给孔隙中的水来承担,从而引起孔隙水压力的增加。随着应力循环次数的增加,孔隙水压力因逐渐积累而上升。一方面,孔隙水在一定的振动孔隙水压力作用下力图向上排出;另一方面,土颗粒在自重作用下又力图向下沉落,致使在结构破坏的瞬间或一定时间内,土粒向下沉落受到孔隙水向上排出的阻碍,使土粒处于局部或全部悬浮状态,抗剪强度局部或全部地消失,土即出现不同程度的变形或完全液化。由以上分析不难看出,在地震动作用下,饱和砂土发生液化必须同时具备两个基本条件:①震动强度足以使土体结构破坏,这主要取决于地震动的强度和持续时间、土体的强度、上覆土压力大小等;②土体结构破坏后,振动孔隙水压力随应力循环次数的增加而逐渐上升,其大小最终足以使饱和砂土出现局部或全部消失抗剪能力。振动孔隙水压力上升与否及上升幅度受诸多因素的影响,如土体在震动过程中发生剪胀还是剪缩,土体排水条件的好坏等。

液化,泛指土体在现场表现出的各种类似于液体性态的现象。人们对这一点的认识不存在分歧。美国土木工程师协会岩土工程分会土动力学委员会 1978 年对“液化”一词的定义是:“液化——任何物质转化为液体的行为或过程”^[1]。但是,在对土体液化机理的认识,却有着明显不同的观点。美国西部的 Seed、Idriss 等人 and 美国东部的 Casagrande、Castro 和 Dobry 等人的研究成果可视为这两种观点的典型代表^[2]。

一种是以 Seed 和 Idriss 为代表的观点,即从液化的应力状态出发^[3],强调液化标志着土的法向有效应力等于零 ($\sigma' = 0$),土不具有任何抵抗剪切的能力。当土在动荷载作用下的任何一个瞬间开始出现这种应力状态时,即认为土达到了初始液化状态。此后,在往返荷载的持续作用下,一方面,初始液化的点(时刻)上,交替出现液化状态,表现出土的“循环流动性”(cyclic mobility),使土的附加动变形逐渐积累;另一方面,等到初始液化状态的范围(时段)逐渐扩大,土的软化增大,加速变形的积累,最后出现土的整体强度破坏或超过实际允许值的变形失稳。这种过程,视土的起始特性和静动应力的不同组合,或发展很快,或延续相当的时间,但是均需有初始液化状态的出现,否则将不会有液化破坏的威胁。从这一观点出发,液化的研究将着重于确定饱和砂土达到初始液化的可能性及其范围,同时视初始液化的点或范围内的土具有零强度或刚度值,来分析土体的应力、应变以及稳定性。Seed 和 Lee (1966)^[4]在其所进行的饱

和密砂固结不排水动三轴试验中证明了循环流动性这一现象的存在,发现试样仅在循环荷载作用的某些时刻出现孔隙水压力等于固结应力的情况,此时,有效应力等于零,出现瞬态液化现象。这一现象随后被其他学者所证实。循环荷载作用初期的累积剪缩(伴随孔隙水压力的持续上升)及后期的加载剪胀和卸载剪缩的交替作用,就形成了通常所称的循环流动性。循环流动性的产生不仅与砂土的密实度有关,而且还与固结应力大小、固结应力比、往返动应力幅值及次数等因素密切相关。研究表明,对于较密实的砂土(如相对密度达0.7),在适当的条件下也会出现“初始液化”,并发生有限的流动。我国许多学者在液化研究工作中接受了这种观点。

另一种是以 Casagrande 和 Dobry 为代表,强调土的液化流动特征的观点。认为工程中的破坏,归根结底表现为过量的位移、变形或应变,而不完全取决于应力条件,研究液化问题的核心是防止土体出现具有液化性态的流动破坏,而并不在于必须达到初始液化的应力条件。例如在水平自由表面的土体下,即使出现了大范围的初始液化,也并不引起土体的流动破坏;相反,在很多情况下,即使土体中并没有达到初始液化状态,但是土体由于土的结构破坏和孔隙水压力上升而引起土体软化,具有了液化流动的性质,就认为土体已经液化。这种观点强调土的流动特征,这种流动特征,视土的具体特性和循环剪应力的大小,可能出现在土的强度降低到不同程度的情况下。这样,砂土的液化就被理解为饱和砂土强度降低过程中与土性和应力密切联系的一种流动破坏。根据临界孔隙比(剪切过程中既无剪缩又无剪胀的孔隙比)把土分为剪胀性土和剪缩性土。Casagrande 早期提出的“临界孔隙比”概念及后期阐述的“流动结构”、“稳态变形”和“稳态强度”等概念就源于“流滑”(flow slide)这一思想。Casagrande (1936)最早试图用临界孔隙比的概念去解释砂土的液化现象^[5]。当密实砂土受剪时体积膨胀,而松散砂土受剪时体积减小。砂土处于某一孔隙比,它在受剪时体积不变,这个孔隙比称为临界孔隙比。Casagrande 解释说,如果砂土层的孔隙比大于临界孔隙比,则由于震动作用,砂土层的体积减小;如果处于不排水状态,砂土层的孔隙水压力就会升高,可能产生液化现象。然而,临界孔隙比的概念不足以定量分析砂土层的液化势。临界孔隙比不是一个常数,它随固结应力大小而改变。20 世纪 70 年代, Casagrande (1975) 和 Castro (1975) 重新调整了“临界孔隙比”的概念和试验方法,提出了“流动结构”、“稳态变形”和“稳态强度”等概念^[6-8]。沿着这一思路, Castro 和 Poulous (1977)^[9]、Poulous 和 Castro 等 (1985)^[10]、Castro 和 Seed (1992)^[11]、Ishihara (1993)^[12] 及 Bazier 和 Dobry (1995)^[13] 的研究工作逐步完善了这一思想。Castro (1975)^[8]、Castro 和 Poulous (1977)^[9]、Ishihara (1993)^[12] 等认为在 $e-p'-q$ 状态空间中存在着——“稳态线”(steady state line)。当试样在不排水剪切中,应力点落在稳态线上时,土体即处于稳态。这时试样的剪应力即为该孔隙比下的剩余强度,这一孔隙比称为该有效小主应力 σ'_{3c} 下的临界孔隙比 e_{cr} 。如果试样在孔隙比大于该有效小主应力 σ'_{3c} 下的临界孔隙比 e_{cr} 条件下受到不排水周期剪切作用,试样体积发生剪缩,引起孔隙水压力增大,发生初始液化。如果剪应力大于土的剩余强度,将发生无限的流动变形。较密试样在不排水循环剪切时可发生有限的循环变形,但由于试样剪胀,要有反向剪应力才能达到初始液化。因此,有无反向剪应力及剪应力是否大于土的剩余强度是分析初始剪应力对液化影响的重

要条件。Castro 和 Poulos (1977)^[9] 的试验表明,并非所有初始状态高于“稳态线”的饱和砂土在不排水动三轴试验中都发生流滑,“稳态线”也并不是剪胀和剪缩的分界线,而只是出现“流动结构”时的状态线。“稳态变形”就是指土在一定常法向有效应力和一定常剪应力作用下产生的常体积和常速度连续变形的状态(即流动性变形);而此时的剪应力即为稳态强度。只有当土属于剪缩性土,同时又有驱动剪应力存在,且不排水稳态强度小于维持静力平衡所需的剪应力时,土才有可能发生流动破坏。这种流动破坏能否发生,尚需视土的结构破坏(由振动原因引起)引起土中孔隙水压力上升或抗剪强度降低的程度而定。剪缩土在剪切过程中必将出现不断的剪缩,使土中孔隙水压力继续升高,土的抗剪强度会迅速降低到稳态强度。故破坏一经开始,就必然带有流动特征,表现为液化流动破坏。

综上,关于饱和砂性土的液化机理大致可归纳为循环流动性、流滑和砂沸(sand boil)三种^[6,14];

(1) 循环流动性是在循环剪切过程中由于土体体积剪缩与剪胀交替作用而引起孔隙水压力时升时降而造成的间歇性液化和有限制的流动性变形现象,主要发生在中密和较密的饱和和无黏性土中。

(2) 流滑是在单向或往返剪切作用下由于体积持续剪缩、孔隙水压力不断上升和抗剪强度骤降所造成的无限制的流动性大变形,主要发生在松散而排水不畅的饱和和无黏性土中。

(3) 砂沸是饱和和无黏性土中孔隙水压力超过上覆土体自重时所造成的喷水冒砂现象,这个过程与土的体应变无关,主要取决于地震动引起的土中孔隙水压力水头场的分布。

上述三种液化机理虽然是从不同的角度看待液化问题,但是它们之间又有联系,应该全面考虑。

8-2 饱和砂性土的抗液化强度影响因素

8-2-1 饱和砂性土震动液化的影响因素

从 20 世纪 60 年代起,对究竟哪些参数控制砂土的液化在世界各地开展了广泛的研究。室内模拟现场液化试验的研究主要采用动三轴试验 [Seed 和 Lee (1966)^[4]; 黄文熙 (1961)^[15]; 汪闻韶 (1997, 1993)^[6,14]; 刘颖和谢君斐 (1984)^[16]], 动单剪试验 [Peacock 和 Seed (1968)^[17]; Finn 和 Bransby 等 (1970)^[18]; Seed 和 Peacock (1971)^[19]], 动扭剪试验 [Yoshimi (1970)^[20]; Yoshimi 和 Oh-Oka (1973)^[21]; Ishibashi 和 Sherif (1974)^[22]], 振动台试验 (Prakash 和 Mathur, 1965)^[23] 以及离心模型试验 (Fiegel 和 Kutter, 1994)^[24]。然而,最普遍采用的试验方法是动三轴试验和动单剪试验。Seed 和 Lee (1966)^[4] 进行了饱和松散砂土、密实砂土的动三轴试验,模拟水平向地震动在饱和砂土层中产生的往返剪应力作用下砂土液化的定量分析,以振动孔隙水压力 u 作为判断砂土液化的依据,提出其后被广泛引用的“初始液化”的概念,指出

砂土液化势取决于下列五个因素：相对密度 D_r 、初始有效固结应力 σ'_c 、往返应力峰值 σ_d 、往返应力作用次数 N 和超固结比 OCR。对于饱和的松散、中密砂土，当振动孔隙水压力 u 升高到初始有效固结应力 σ'_c 时，其抗剪强度或抗剪切变形的能力会产生大幅度的降低或完全丧失，即产生典型的液化现象；而对饱和的密实砂土，当振动孔隙水压力 u 升高到初始有效固结应力 σ'_c 时，在往返应力作用下主要产生一定大小的往返变形，单方向累积变形发展得很缓慢或者会停止发展。为了将这个现象与上述的典型液化现象相区别，Seed (1979)^[26] 称这为循环流动性，认为是土的剪胀减小了振动孔隙水压力的发展，这有利于往返荷载作用下土的稳定性。从此之后，关于砂土地震液化及与地震液化密切相关的振动孔隙水压力发展规律的研究得到迅速发展。这其中，有代表性的成果如 Martin 和 Finn 等 (1975)^[26]、Seed 和 Martin 等 (1976)^[27]、Finn (1981)^[28] 的研究。

Seed 和 Peacock (1971)^[19] 利用动单剪仪进行了饱和砂土液化试验，结果表明，对于给定的竖向有效应力 σ'_v 和往返应力作用次数 N ，当相对密度 D_r 小于 80% 时，引起初始液化的往返剪应力峰值 τ_h 随相对密度 D_r 呈线性增加；与现场试验相比，动单剪仪试验引起液化所需的往返剪应力峰值 τ_h 比现场试验测得的低 15%~50%；对于给定的相对密度 D_r 和往返应力作用次数 N ，引起初始液化的 $\frac{\tau_h}{\sigma'_v}$ 随静止时的初始侧向土压力系数 K_0 的减小而减小。黄文熙 (1961)^[15] 在国内最早提出了用动三轴试验研究砂土液化的途径；汪闻韶 (1997)^[6] 给出了振动孔隙水压力与砂土的性状、振动强度、应力状态和排水条件之间的关系，指出了初始剪应力对液化的影响；汪闻韶 (1997)^[6] 还用试验证实，粉土对振动很敏感，很容易液化。

20 世纪 70 年代，随着近海采油平台的大量兴建，研究者们开展了波浪运动等往返荷载作用下砂土液化的可能性和液化强度等问题的研究，后来又注意到了饱和砂土中的振动孔隙水压力消散现象，如 Lee 和 Focht (1975)^[29]、Rahman 和 Booker 等 (1977)^[30] 的研究成果。

对于水平场地的一个土单元体，地震前作用在土单元体的应力状态如图 8-1 (a) 所示，其中， σ'_v 为竖向有效应力， $K_0\sigma'_v$ 为水平向有效应力， K_0 为静止土压力系数；地震时产生的往返剪应力 τ_h 将作用在土单元体上，如图 8-1 (b) 所示。因此，研究液化的任何室内试验都必须模拟这一应力状态。早期的室内试验主要是研究土的抗液化性能，在这些试验中，通常将达到初始液化或循环应变幅值达到某一限值定义为液化破坏。

图 8-2 是饱和中密砂和密实砂的动三轴试验结果 (周健和白冰等, 2001)^[31]。可以看出，中密砂的振动孔隙水压力上升很快，达到初始有效固结应力 σ'_c 时应变突然增大，表明土样发生了液化。而密实砂的振动孔隙水压力上升很慢，达到初始有效固结应力

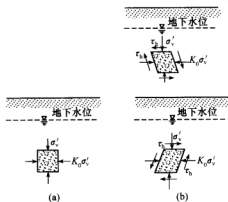


图 8-1 地震时水平场地土单元体的应力状态

σ'_c 时应变逐渐增大,但不超过某一限值,此时,再继续加荷只能引起有限幅度的应变值,这一特性就是前述的循环流动性。

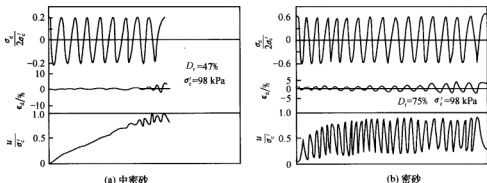


图 8-2 中密和密实饱和砂土的动三轴试验结果

图 8-3 是均等固结时松散饱和的南京粉细砂的动三轴试验结果(陈国兴和刘雪珠, 2003)^[32]。从图 8-2 和图 8-3 可以看出,对于松-中密的饱和砂土,初始液化发生大变形;而对于密实砂土,只发生有限的应变,处于周期性的不稳定状态。研究表明,振动

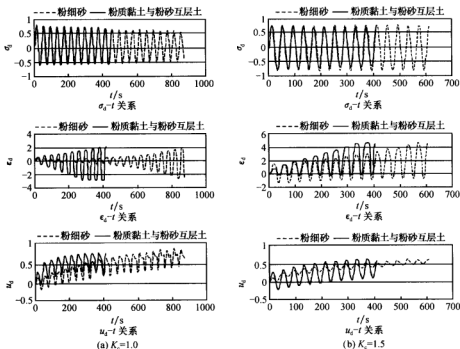


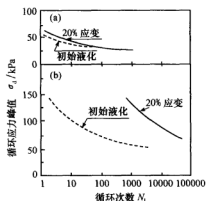
图 8-3 均等固结和非均等固结($K_c=1.5$)时松散饱和的南京粉质黏土与粉砂互层土、粉细砂的动三轴试验结果

孔隙水压力达到初始有效固结应力时,循环轴向应变峰值一般在 2.5%~3.5%,因此,通常将循环双幅轴向应变峰值 5% 作为砂土初始液化的标准。

从现有的试验结果看,影响饱和砂土抗液化强度的主要因素有:①土性条件,主要指土的密实度、颗粒特征和土的结构性;②初始应力条件,指施加动荷载前土体所承受的应力状态;③动应力条件,指动应力幅值和循环振动次数、波形、频率及作用方向等。下面予以分别讨论。

1. 相对密度的影响

试验表明,相对密度 D_r 越大,饱和砂土的抗液化强度越高;同时,相对密度 D_r 较大时,不同的液化破坏标准对抗液化强度的取值有明显影响。Seed 和 Lee (1966)^[4] 的饱和和 Sacramento 河砂动三轴试验结果表明,在大多数情况下,当双幅剪应变峰值达 20% 时可以认为土样已经破坏。对于松砂,初始液化和破坏同时发生。然而,当相对密度增大时,引起 20% 双幅剪应变峰值和初始液化所需要的循环振动次数的差别就显著扩大,如图 8-4 所示。Peacock 和 Seed (1968)^[17] 通过对饱和 Monterey 砂的动单剪试验,得到了循环作用 100 次时产生初始液化的剪应力峰值 τ_h 与相对密度 D_r 的关系曲线,如图 8-5 所示。从中可以看出,当相对密度 D_r 小于 70%~80% 时,引起初始液化所需的剪应力峰值 τ_h 随相对密度 D_r 呈线性增加。DeAlba 和 Seed 等 (1976)^[33] 利用大型动单剪仪对不同密度状态的饱和砂土进行试验研究,得到图 8-6 所示的结果;此外,还研究了



(a) 初始孔隙比 $e_0 = 0.87$, 相对密度 $D_r = 38\%$, $\sigma_v' = 98 \text{ kPa}$
(b) 初始孔隙比 $e_0 = 0.61$, 相对密度 $D_r = 100\%$, $\sigma_v' = 98 \text{ kPa}$

图 8-4 相对密度对饱和 Sacramento 河砂液化的影响

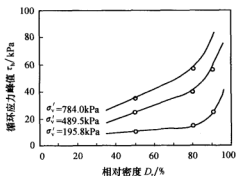


图 8-5 相对密度对饱和 Monterey 砂初始液化的影响

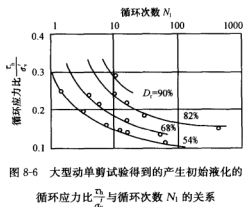


图 8-6 大型动单剪试验得到的产生初始液化的

循环应力比 $\frac{\tau_h}{\sigma_v'}$ 与循环次数 N_1 的关系

相对密度 D_r 对不同的液化破坏标准的影响, 如图 8-7 所示。可以看出, 当相对密度 D_r 大于 45% 时, 不同的液化破坏标准对引起液化的循环应力比 (通常也称往返应力比) 有明显的影响。Tokimatsu 和 Yoshimi (1983)^[34] 通过对重塑砂土和原状砂土的动三轴试验, 考虑了应变幅值的影响, 得到如图 8-8 所示的典型试验曲线。

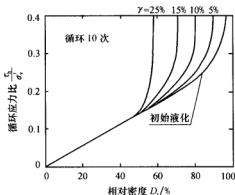


图 8-7 大型动单剪试验得到的双幅剪应变峰值与相对密度的关系

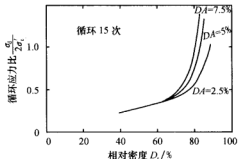
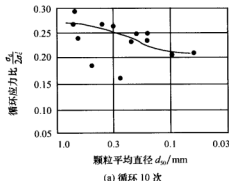


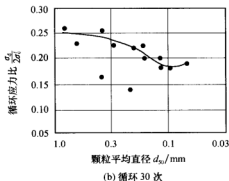
图 8-8 双幅剪应变峰值对循环应力比的影响

2. 颗粒平均粒径 d_{50} 的影响

Seed 和 Idriss (1971)^[35] 把对各种不同的砂所做的液化试验结果加以综合, 给出指定循环次数下的初始液化标准曲线。图 8-9 表示在循环 10 次和 30 次时产生初始液化的循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_v}$ 与颗粒平均粒径 d_{50} 的关系, 适用于相对密度 $D_r=50\%$ 的情况。可以看到, 平均粒径 $d_{50}=0.07\sim 0.08$ mm 的饱和砂土最容易发生初始液化。



(a) 循环 10 次



(b) 循环 30 次

图 8-9 动三轴试验得到的引起饱和砂土初始液化的循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_v}$ 与颗粒平均粒径 d_{50} 的关系

3. 黏粒或细粒含量的影响

砂土中的黏粒(粒径小于 0.005 mm)或细粒(粒径小于 0.075 mm)含量增加到一定程度时,土的动力稳定性将有所增加。因此,粉土一般要比砂土难液化,但在强地震动作用下仍然可能发生液化。Seed 和 Tokimatsu 等(1985)^[37]、Finn(1991)^[36]、Youd 和 Idriss 等(2001)^[38]通过现场标准贯入试验和液化情况考察,建立起发生液化所需的循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma_c}$ 与标准贯入锤击数和细粒含量 FC 的关系曲线;我国《建筑抗震设计规范》GB5001—2001 则采用黏粒含量 ρ_c 来反映细颗粒土对土的抗液化强度的影响。

4. 塑性指数的影响

对于细粒含量大于 50% 的粉质砂土,试验中普遍发现,相对密度 D_r 并不是描述影响引起初始液化所需的循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma_c}$ 的一个适宜的指标。图 8-10 的试验结果清楚地说明了这一结论。但也可以看出,当塑性指数 $I_p < 10$ 时,塑性指数对引起初始液化所需的循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma_c}$ 没有明显的影响。

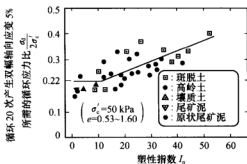


图 8-10 塑性指数对含细粒砂初始液化循环应力比的影响

5. 初始应力条件的影响

现场震害考察表明,当饱和砂土层深较深时它就不容易液化,这表明地震前土的初始应力状态对抗液化能力有显著的影响。Lee 和 Seed 等(1976)^[39]所进行的饱和砂土均等固结三轴试验证明了这一事实。均等固结三轴试验实际上模拟了地震前土体中无初始静剪应力的情况。该试验结果表明,初始有效固结应力越大,引起液化所需的循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma_c}$ 或循环次数也越大。然而,这个影响规律与饱和砂土的密度及选用的液化破坏标准有关。如果初始有效固结应力 σ'_c 小于 500 kPa,则不论饱和砂土的密度大小及采用何种液化破坏标准,引起液化所需的循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma_c}$ 与相应的循环次数 N_1 之间的关系和初始有效固结应力 σ'_c 的大小无关。正是利用这一特点,通常采用初始有效固结应力 $\sigma'_c = 100$ kPa 进行饱和砂土的液化试验。

对于地震前土体中有初始静剪应力的情况,可以通过非均等固结条件下的往返荷载试验进行模拟。图 8-11 和图 8-12 分别给出动三轴试验和动扭转剪切试验中固结比 K_c 对饱和砂土引起液化所需的循环应力比的影响。在扭转剪切试验中,循环应力比定义为往返扭转剪应力幅值 τ_d 与初始有效竖向固结应力 σ'_c 的比值。由图可见,在非均等固结条件下,固结比 K_c 越大,饱和砂土引起液化所需的循环应力比也越大。

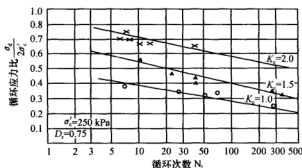


图 8-11 动三轴试验中固结比 K_c 对引起液化所需的循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}$ 的影响

此外, 如果将初始有效竖向固结应力 σ'_c 通过式 (8-1) 转换为平均初始有效固结应力 σ'_0 。

$$\sigma'_0 = \frac{1 + 2K_c}{3} \sigma'_c \quad (8-1)$$

假如将图 8-12 中的循环应力比 $\frac{\tau_d}{\sigma'_v}$ 变换为修正循环应力比 $\frac{\tau_d}{\sigma'_0}$, 则试验数据可以重新整理成如图 8-13 所示。可以看到, 不同固结比 K_c 值的修正循环应力比 $\frac{\tau_d}{\sigma'_0}$ 与循环次数 N_i 之间的关系曲线几乎是一致的, 固结比 K_c 值的影响完全消除。

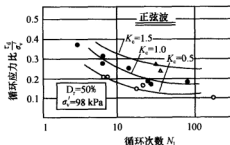


图 8-12 动扭转试验中固结比对引起液化所需的循环应力比的影响

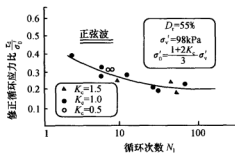


图 8-13 不同固结比条件下修正循环应力比与循环次数的关系

静应力的另一个影响因素是超固结比 OCR。Finn 引用 Bhatia 用常体积往返筒切仪进行的研究结果^[28,40], 如图 8-14 所示。可以看到, 饱和和砂土引起液化所需的循环应力比 $\frac{\tau_d}{\sigma'_v}$ 随超固结比 OCR 的增加而增大。如果用静止侧压力系数 K_0 将循环应力比 $\frac{\tau_d}{\sigma'_v}$ 进行修正, 变换为修正循环应力比 $\frac{\tau_d}{K_0 \sigma'_v}$, 则对于不同超固结比 OCR 值, 修正循环应力比 $\frac{\tau_d}{K_0 \sigma'_v}$ 与循环次数 N_i 的之间关系曲线几乎是一致的 (见图 8-15), 超固结比 OCR 的影响完全消除。

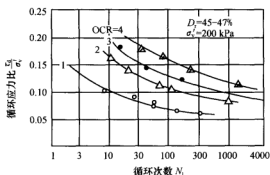
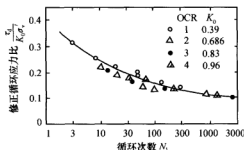


图 8-14 往返简切试验中超固结比 OCR 对引起液化所需的循环应力比的影响

图 8-15 不同静止侧压力系数下修正循环应力比 $\frac{\sigma_d}{K_0 \sigma'_c}$ 与循环次数 N_i 的关系

6. 砂土结构性的影响

饱和砂土的结构性影响包括许多方面,如原状饱和砂土受扰动的影响、重新制备饱和砂土试样成型方法和静应力作用持续时间的影响、饱和砂土沉积环境差异引起的结构性的影响。

以南京粉质黏土与粉砂互层土和南京粉细砂为例(陈国兴和刘雪珠,2003)^[32],简要讨论沉积环境差异引起的砂土结构性的影响(见图 8-16 和图 8-17)。可以看出,对于南京粉细砂,在均等固结条件下,动三轴试验中引起初始液化所需的循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}$ 与相应的循环次数 N_i 之间的关系和初始有效固结应力 σ'_c 的大小无关[见图 8-16 (b)];而在非均等固结条件下,初始有效侧向固结应力 σ'_{sc} 的大小对引起初始液化所需的循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}$ 有明显影响。对于南京粉质黏土与粉砂互层土,无论是均等固结还是非均等固结,初始有效固结应力 σ'_c 或 σ'_{sc} 的大小对动三轴试验中引起初始液化所需的循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}$ 与相应的循环次数 N_i 之间的关系有较大的影响[见图 8-16 (a)]。在初始有效固结应力 $\sigma'_c = 100$ kPa 时,无论是非均等固结还是均等固结,在相同循环次数 N_i 下,南京粉质黏土与粉砂互层土的循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}$ 要比南京粉细砂的循环应力比大得多(见图

8-17)。这表明南京粉细砂比南京粉质黏土与粉砂互层土更容易液化。

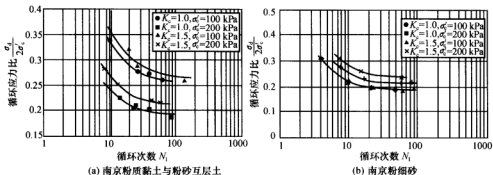


图 8-16 南京粉质黏土与粉砂互层土、粉细砂引起液化所需的循环应力比与循环次数的关系

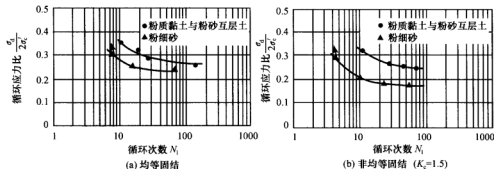


图 8-17 $\sigma'_c=100$ kPa 时南京粉质黏土与粉砂互层土、粉细砂引起液化所需的循环应力比的比较

7. 饱和度的影响

饱和度 S_r 对砂土液化也有重要影响。在试验中, 饱和度 S_r 通常用孔隙水压力系数 B 间接衡量。孔隙水压力系数 B 与饱和度 S_r 之间的关系如图 8-18 (a) 所示。图 8-18 (b)

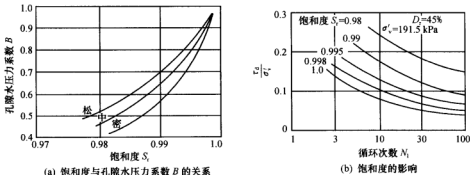


图 8-18 饱和度对砂土液化循环应力比的影响

表明, 饱和度 S_r 稍有减小, 引起液化所需的循环应力比 $\frac{\tau_{d,i}}{\sigma'_v}$ 就会明显地增大; 只有当孔隙水压力系数 B 值达到 0.96 以上时, 试验结果才能代表完全饱和砂土的液化性能。通常, 液化试验要求孔隙水压力系数 B 值不小于 0.97。

8. 动应力条件的影响

Ishihara 和 Yasuda (1975)^[41]将地震剪应力时程分为冲击型和振动型, 进行了砂土液化变幅往返三轴砂土液化试验 ($d_{50}=0.40$ mm, $C_u=0.40$, $D_r=40\%\sim 45\%$), 并将最大峰值在轴向压缩一侧的试验称为 CM 试验, 将最大峰值在轴向拉伸一侧的试验称为 EM 试验, 图 8-19 给出冲击型波和振动型波作用下产生液化所需的循环应力比与振动孔压比的关系。试验结果表明, 在冲击型波作用下土的振动孔隙水压力突然增大, 而在振动型波作用下土的振动孔隙水压力逐渐上升; 不论是 CM 试验还是 EM 试验, 冲击型波作用下砂土液化的循环应力比大于振动型波作用下的循环应力比, 两者的循环应力比平均值分别为 0.33 和 0.27 (CM 试验)、0.29 和 0.28 (EM 试验)。

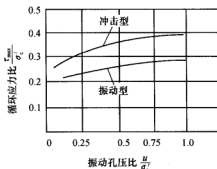


图 8-19 冲击型波和振动型波作用下产生砂土液化的循环应力比与振动孔压比的关系

为了研究双向振动对砂土液化循环应力比的影响, Ishihara 和 Yamazaki (1980)^[42]进行了双向往返剪切试验和往返荷载真三轴试验。在往返剪切试验时设计了交替型剪切 (单向和双向) 和旋转型剪切 (圆型和椭圆型) 应力路径试验。交替型剪切应力路径试验时两个相互垂直方向上施加的往返剪应力相位差为 360° , 应力路径为十字型, $D_r=49\%\sim 59\%$, $\sigma'_c=200$ kPa; 如果一个往返剪应力为零, 则为简单剪切试验。旋转型剪切应力路径试验时两个相互垂直方向上施加的往返剪应力相位差为 90° , 应力路径为椭圆型, $D_r=50\%\sim 55\%$, $\sigma'_c=200$ kPa; 当两个往返剪应力相等时, 应力路径变为圆型。以 $\tau_{d,1}$ 和 $\tau_{d,2}$ 分别表示两个往返剪应力分量中较大者、较小者的幅值, 则试验结果表明:

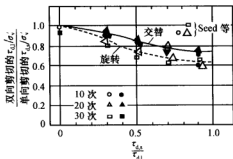


图 8-20 双向振动对循环应力比的影响 (Ishihara, 1980)

随着 $\frac{\tau_{d,2}}{\tau_{d,1}}$ 增大, 达到指定应变幅所需要的循环

环应力比 $\frac{\tau_{d,i}}{\sigma'_v}$ 减小, 即第二个往返剪应力的

作用使饱和砂土更容易液化; 对于指定的应变幅, 双向交替型应力路径所需要的往返剪应力小于简单剪切试验所需要的往返剪应力, 旋转型剪切应力路径所需要的往返剪应力比交替型应力路径降低更为明显, 如图 8-20 所示。Seed 和 Pyke 等 (1978)^[42]也研究过双向往返剪切的影响, 其结果也

在图 8-20 中给出。可以看出,与简单剪切达到指定应变幅所需要的循环应力比相比,当 $\frac{\tau_{d,s}}{\tau_{d,l}}=1$ 时,双向往返剪切所需要的循环应力比降低 25%~35%。

Ishihara (1996)^[43]研究了双向振动对日本 Fuji 河砂液化所需的循环应力比的影响。采用循环作用 20 次产生 5% 双幅轴向应变作为动三轴试验的液化标准,发现双向振动对日本 Fuji 河砂液化所需的循环应力比的影响与相对密度 D_r 无关,与单向振动产生液化所需的循环应力比相比,双向振动使循环应力比降低约 15%。

王洪瑾和沈瑞福等 (1996)^[44]对干密度 $\rho_d=1.60 \text{ g/cm}^3$ 的瀑布沟坝基细砂样和干密度 $\rho_d=1.65 \text{ g/cm}^3$ 的某工程中砂样,用空心圆柱样进行双向振动扭剪试验,采用广义剪应变 10% 作为饱和砂土的液化标准,试验结果如图 8-21 所示,其中,动偏应力 $q_d = \frac{1}{2}(\sigma_{1d} - \sigma_{3d})$, 动应力 σ_{1d} 、 σ_{3d} 的相位差为 90° 。可以看出,双向振动时饱和砂土液化的动偏应力均小于单向振动时的动偏应力,在循环作用 10~30 次范围内,双向振动使饱和砂土液化的动偏应力减小约 15%。

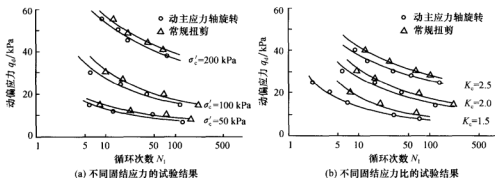


图 8-21 单、双向振动时砂土液化的动扭剪试验结果比较

8-2-2 饱和砂性土的抗液化强度

合理选取液化标准是研究饱和砂性土抗液化强度的基础。对于饱和砂性土的不排水循环荷载试验,液化标准可表示为孔隙水压力的某种发展程度,称为孔压标准。对饱和松砂,初始液化一般按 Seed 和 Martin 等 (1976)^[27]所用的定义:在循环荷载下取试样的累积振动孔隙水压力等于初始有效固结应力为液化标准,即当试样的累积振动孔隙水压力比 $\frac{u}{\sigma'_c}=100\%$ 时为初始液化标准。初始液化标准也可采用变形标准,即根据工程的重要性和经验选定不同的双幅轴向应变值,一般对易液化的饱和松散、中密的砂土取双幅轴向应变 $\epsilon_{dk}=5\%$ 作为初始液化的标准,而对不易液化的饱和密砂土和粉土取双幅轴向应变 $\epsilon_{dk}=10\%$ 作为初始液化的标准。大量试验表明,对饱和松砂,取孔压标准和变形标准是完全一致的。

通常,为了考虑初始有效固结应力 σ'_c 和往返应力幅值 σ_d 的影响,用给定循环次数

N_1 下饱和砂性土达到液化标准所需要的循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}$ 作为土的抗液化强度的量度。结合大型振动台的液化试验结果, Seed 和 Idriss 等 (1975)^[45] 建议了地震震级与等效循环次数的关系, 见第 7.6.1 节表 7-2。

国外通常将循环次数为 20 次时使饱和砂性土产生双幅轴向应变 5% 所需要的循环应力比称为土的抗液化强度, 或称为液化应力比, 记为 $\left[\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}\right]_{20}$, 图 8-22 和图 8-23 为典型的液化试验结果。图 8-22 为 Silver 和 Chan 等 (1976)^[46] 总结的美国 Monterey 砂 $D_r=60\%$ 时的液化试验结果。从图可见, 试验结果位于相当窄的带内, 表明不同试验得到的循环应力比是相当一致的。从图 8-22 的平均线可以得出, 当循环次数为 20 次时引起双幅轴向应变 5% 的循环应力比为 0.31。前面已提到, 如采用双幅轴向应变 5% 为液化标准, 当相对密度 $D_r \leq 80\%$ 时, 这个循环应力比几乎与饱和砂土的相对密度成正比。因此, 相对密度 $D_r=50\%$ 的饱和砂土的循环应力比可通过 $0.31 \times 50/60 = 0.26$ 来估算。图 8-23 是 Toki 和 Tatsuoka 等 (1986)^[47] 总结的日本 Toyoura 砂 $D_r=50\%$ 时的液化试验结果。从图中可以看出, 不同的试验结果也落在一个很窄的带内, 表明不同试验得到的循环应力比是相当一致的。此外, 也可以看出, 试样尺寸较小 (直径 5 cm)

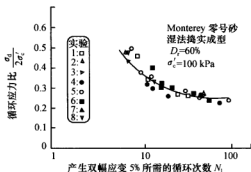


图 8-22 美国砂土液化试验结果 (Silver 和 Chan 等, 1976)

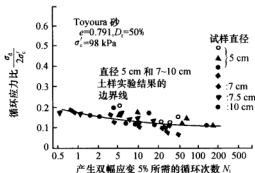


图 8-23 日本砂土液化试验结果 (Toki 和 Tatsuoka 等, 1986)

的土样,其循环应力比尺寸较大(直径7~10 cm)土样的循环应力比要稍高一些。图中的实线近似给出了两组试样试验结果的分界线,这条曲线也可视为不同试验的平均线。

研究表明,由于动三轴试验与现场条件存在的差异,例如在现场条件下静止土压力系数 $K_0 \neq 1$,往返剪应力小于最大剪应力等,现场液化应力比 $\frac{\tau_d}{\sigma'_v}$ (地震引起现场液化所需的剪应力峰值 τ_d 与初始有效上覆压力 σ'_v 之比) 小于动三轴试验得到的循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma_c}$, 因此,将动三轴试验得到的循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma_c}$ 用于现场液化判别时,应采用修正系数 C_{st} 进行修正:

$$\left[\frac{\tau_d}{\sigma'_v} \right]_{\text{现场}} = C_{st} \left[\frac{\sigma_d}{2\sigma_c} \right]_{\text{动三轴}} \quad (8-2)$$

但从现场条件和室内动三轴试验对比确定 C_{st} 值是比较困难的。De Alba 和 Seed 等 (1976)^[33] 在振动台上进行了大量的单向振动大型单剪试验,试验得出:动三轴试验引起初始液化所需的循环应力比大于振动台试验,对于相对密度 $D_r=50\%$ 、70%、87% 的砂土,往返应力作用次数 $N_f=10$ 时, C_{st} 均为 0.63,如图 8-24 (a) 所示。应指出, C_{st} 是一个意义更加广泛的经验修正系数,它不仅考虑了水平地面下土单元实际应力状态与动三轴试验应力状态不同的影响,而且考虑了原状砂土结构完全破坏后砂土液化所需的循环应力比降低,以及单向振动与双向振动下产生液化所需的循环应力比不同的影响。考虑到现场条件下可能的各种影响因素,如多向震动等,对于循环作用 5~30 次, C_{st} 值可取 0.59~0.55,如图 8-24 (b) 所示。

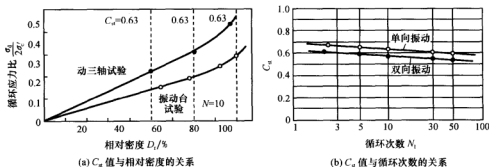


图 8-24 振动台式简切试验与动三轴试验结果的比较

由于动单剪试验中土样的应力状态往往是不均匀的,与现场试验相比,动单剪试验得到的循环应力比 $\frac{\tau_d}{\sigma'_v}$ 要低 15%~50%,相对密度 D_r 越大,两者的差异也越大;对 $D_r \geq 40\%$ 的饱和砂土,两者的差异随 D_r 的增大而线性地增加。这个事实已由 Seed 和 Peacock (1971)^[10] 对 $D_r \approx 50\%$ 的均匀中砂所做的液化试验结果证实,动单剪试验得到的循环应力比比现场测得的液化应力比要低 20%;考虑到动单剪试验与动三轴试验应力状

态的差异,提出两者循环应力比之间存在如下关系:

$$\left[\frac{\tau_d}{\sigma_v} \right]_{\text{单剪}} = \alpha \left[\frac{\sigma_d}{2\sigma_c} \right]_{\text{动三轴}} \quad (8-3)$$

对于正常固结砂土, $\alpha=0.40\sim0.50$, 平均值约为 0.47。

结合式 (8-2) 和式 (8-3), 可以得到:

$$\left[\frac{\tau_d}{\sigma_v} \right]_{\text{现场}} = \frac{C_{st}}{\alpha} \left[\frac{\tau_d}{\sigma_v} \right]_{\text{单剪}} = \beta \left[\frac{\tau_d}{\sigma_v} \right]_{\text{单剪}} \quad (8-4)$$

如果取 $C_{st}=0.55\sim0.59$, $\alpha=0.47$, 则 $\beta=1.17\sim1.25$ 。综上可知, 将动单剪试验得到的循环应力比用于现场液化判别时, 应乘以约 1.2 的修正系数。

在斜坡场地中土单元的应力状态与图 8-1 中水平场地中土单元的应力状态有很大的不同。水平场地中土单元处于 K_0 压缩状态; 而斜坡场地中土单元的水平面和侧面一般不是最大、最小主应力作用面, 土单元可以发生侧向变形, 不再处于 K_0 压缩状态, 最大往返剪应力一般也不再作用在静最大主应力作用面上。这些不同使得在试验中模拟斜坡场地中土单元的应力状态更为困难; 同时, 为了研究斜坡场地中饱和砂性土的液化问题, 除了需进行均等固结动三轴试验外, 还应进行非均等固结 ($K_c = \frac{\sigma'_{1c}}{\sigma'_{3c}} \neq 1$) 动三轴试验。

因此, 如何确定土单元破坏面及引起液化在该面上需要施加的应力条件是一个尚有争议的问题。张克绪 (1980, 1984)^[48,49] 提出了以土单元最大往返剪切作用面上的应力条件代替整个应力状态的模拟的思想。由第 9-2-1 节中关于土单元最大往返剪切作用面应力条件的推导可知: 在均等固结动三轴试验中, 土单元最大往返剪切作用面上的往返剪切应力 $\tau_d = \frac{\sigma_d}{2}$, 法向应力 $\sigma_s = \sigma'_c$, 其动剪应力比 $\alpha_d = \frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}$, 因此在均等固结动三轴试验中以循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}$ 作为土的抗液化强度的量度, 实际上是将土单元最大往返剪切作用面上的动剪应力比 α_d 作为土的抗液化强度的量度; 而在非均等固结动三轴试验中, 土单元最大往返剪切作用面上的往返剪切应力 $\tau_d = \frac{\sqrt{K_c}}{K_c+1} \sigma_d$, 法向应力 $\sigma_s = \frac{2\sigma'_{1c}}{K_c+1}$, 其动剪应力比 $\alpha_d = \frac{\sigma_d}{2\sqrt{K_c}\sigma'_{3c}}$, 因此, 在非均等固结动三轴试验中, 目前所采用的以 $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_{3c}}$ 作为土的抗液化强度的量度是不尽合理的, 以 $\frac{\sigma_d}{2\sqrt{K_c}\sigma'_{3c}}$ 作为土的抗液化强度的量度可能更加合理, 在含义上也能与均等固结动三轴试验土的抗液化强度相统一。

8-3 黏性土的动强度及影响因素

8-3-1 饱和黏性土动强度的定义

根据不排水剪切阶段施加于土样上的初始静轴向应力 σ_s 和往返轴向荷载幅值 σ_d 大小的关系, 动三轴试验的加载方式可分为只有大小变化的单向剪切和同时具有方向变化

的双向剪切两种情况。在均等固结动三轴试验中（见图 8-25），在土样的 45°斜面上动、静合成剪应力 $\tau_{sd} = \frac{\sigma_s \pm \sigma_d}{2}$ ，当 $\sigma_d < \sigma_s$ 时，动、静合成剪应力 τ_{sd} 只有大小的变化而没有方向的变化；当 $\sigma_d > \sigma_s$ 时，动、静合成剪应力 τ_{sd} 既有大小的变化还有方向的变化。若 $\sigma_s = 0$ ，当土样处于轴向压缩和轴向拉伸时，则在土样的 45°斜面上产生大小相等、方向相反的动剪应力 $\tau_d = \pm \frac{\sigma_d}{2}$ ；而在静三轴试验中，在土样的 45°斜面上静剪应力 $\tau_s = \frac{\sigma_s}{2}$ 。

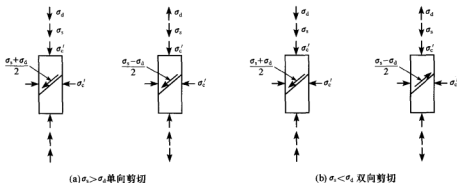


图 8-25 土样 45°面上的动剪应力

在静三轴试验中，当土样达到指定轴向应变的破坏状态时，根据 Mohr-Coulomb 强度理论，初始有效固结应力 σ'_c 与施加的轴向应力 σ_s 满足下列关系：

$$\sigma'_c + \sigma_s = \sigma'_c \frac{1 + \sin \varphi'_s}{1 - \sin \varphi'_s} + 2c'_s \frac{\cos \varphi'_s}{1 - \sin \varphi'_s} \quad (8-5)$$

由此可得

$$\sigma_t = \sigma'_c \frac{2 \sin \varphi'_s}{1 - \sin \varphi'_s} + 2c'_s \frac{\cos \varphi'_s}{1 - \sin \varphi'_s} \quad (8-6)$$

式中： φ'_s 、 c'_s ——静荷载作用下黏性土的有效内摩擦角和黏聚力；

σ_t ——土的静强度，是土样达到指定轴向应变的破坏状态时所施加的静轴向应力 σ_s 。

饱和黏性土在往返荷载作用下不会发生液化，但由于土中振动孔隙水压力的增长会使有效应力降低，进而使土体破坏。为了确定往返荷载下饱和黏性土的动强度，可用动三轴仪进行试验研究。如第 5-2-2 节所述，地震时水平场地土单元的应力状态可用动三轴试验中土样 45°斜面的应力状态来模拟。因此，动三轴试验时，首先使土样在初始有效固结应力 σ'_c 下固结，再在不排水条件下施加静轴向应力 σ_s ，其大小等于黏性土静强度 σ_t 的某一百分数，等土样的变形稳定后再施加幅值为 σ_d 的轴向往返应力，其大小等于黏性土静强度 σ_t 的某一百分数。随着往返作用次数增加，土样的轴向变形增加，直到达到指定的破坏标准。由于在土样的 45°斜面上，静剪应力 $\tau_s = \frac{\sigma_s}{2}$ ，

动、静合成剪应力 τ_{sd} 与静剪应力 τ_s 之比值 $\frac{\tau_{sd}}{\tau_s} = \frac{\sigma_d \pm \sigma_s}{\sigma_s}$ ，因此，初始静剪应力比 $\frac{\tau_s}{\sigma_t}$ 等于

施加动荷载之前土的初始静轴向应力 σ_s 与土的静强度 σ_t 之比值 $\frac{\sigma_s}{\sigma_t}$ ；饱和黏性土的动强度可定义为在指定循环次数下使土样的轴向变形达到破坏标准所需要的轴向循环应力幅值 σ_d 与初始静轴向应力 σ_s 之和与土的静强度 σ_t 之比值 $\frac{\sigma_d + \sigma_s}{\sigma_t}$ 。这样，黏性土的动强度通常也称为循环应力比。

同样，根据 Mohr-Coulomb 强度理论，在指定循环次数下使土样的轴向变形达到破坏标准所需要的轴向循环应力幅值 σ_d 与初始有效固结应力 σ'_c 、静轴向应力 σ_s 满足下列关系（见图 8-26）：

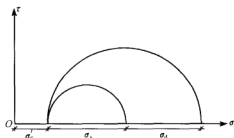


图 8-26 静、动三轴试验的 Mohr 应力圆

$$\sigma_d + \sigma_s = \sigma'_c \frac{2 \sin \varphi'_d}{1 - \sin \varphi'_d} + 2c'_d \frac{\cos \varphi'_d}{1 - \sin \varphi'_d} \quad (8-7)$$

式中： φ'_d 、 c'_d ——往返应力作用下黏性土的有效内摩擦角和黏聚力；

Ishihara (1996)^[43]认为饱和土在循环应力作用下的有效内摩擦角近似等于静荷载作用下的有效内摩擦角，即 $\varphi'_d = \varphi'_s$ 。这样，由式 (8-6) 和式 (8-7) 可以得到

$$\frac{c'_d}{c'_s} - 1 = \left(1 + \frac{\sigma'_s \tan \varphi'_s}{c'_s}\right) \left(\frac{\sigma_d + \sigma_s}{\sigma_t} - 1\right) \quad (8-8)$$

式 (8-8) 表明，如果已知饱和黏性土的静强度指标 φ'_s 、 c'_s ，对于指定的各向均等初始有效固结应力 σ'_c 和循环次数，只需要通过一个黏性土样的动三轴试验，确定其达到指定的轴向变形破坏标准所需要的轴向循环应力幅值 σ_d 与静轴向应力 σ_s 值，就可以确定饱和黏性土的动有效黏聚力 c'_d ；反之，如果已知饱和黏性土的动有效黏聚力 c'_d 和静强度指标 φ'_s 、 c'_s ，则由式 (8-8) 可确定在指定的循环次数和任意给定的各向均等初始有效固结应力 σ'_c 下饱和黏性土的动强度或循环应力比 $\frac{\sigma_d + \sigma_s}{\sigma_t}$ 。

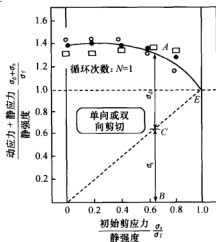


图 8-27 循环 1 次时动强度与初始静剪应力比的关系

8-3-2 饱和黏性土动强度的影响因素

图 8-27 是在循环次数 $N=1$ 、加载频率为 1 Hz 条件下的试验结果。因此，循环 $\frac{1}{4}$ 周的荷载持续时间为 0.25 s。由图可见，当初始静轴向应力 σ_s 为零时，则黏性土的动强度近似等于 1.4。由于 $\sigma_s=0$ ，土样的动强度可由引起轴向压缩破坏的最大轴向应力来确定。这意味着加载频率为 1 Hz、荷载循环 1 周所引起的土样破坏与荷载持续时间为 0.25 s 的单调瞬态加

载所引起的破坏实际上是等价的。从图 8-27 还可看出,当初始静剪应力增大到土的静强度时,黏性土的动强度减小为 1.0。这可能是由于初始静剪应力的增加,轴向循环应力幅值 σ_a 的相对大小逐渐减小,因此,土样 45° 斜面的应力状态也就越来越接近于静荷载试验的结果。

图 8-28 是单向剪切、不同循环次数的试验结果。可以看出,随着指定的循环次数增加,土的动强度逐渐降低。当荷载循环次数接近 100 次时,土的动强度基本上等于土的静强度。图 8-29 总结了单向剪切、动荷载循环作用次数 $N_1=50$ 的试验结果。

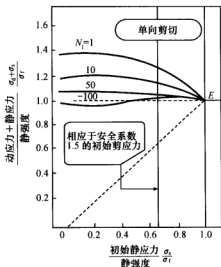


图 8-28 单向剪切试验结果总结

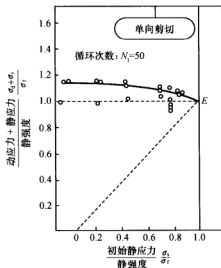


图 8-29 循环 50 次的动强度与
初始静剪应力的关系

图 8-30 是初始静剪应力比 $\frac{\tau_s}{\sigma_1} = \frac{\sigma_s}{\sigma_1} = 70\%$ 的试验结果。虽然对不同条件的试验,其试验结果有些离散,但所有数据均落在一个很窄的条带内。因此,所有试验数据可用一条平均线来表示。可以看出,达到破坏应变 10% 所需要的动强度约为 1.95。

图 8-31 是初始静剪应力比 $\frac{\sigma_s}{\sigma_1} = 20\% \sim 90\%$ 的所有试验结果的平均曲线。可以看出,随着初始静剪应力比 $\frac{\sigma_s}{\sigma_1}$ 从 20% 逐渐增大到 90% 时,残余轴向应变达到某一水平后,残余轴向应变曲线趋于平缓。令人惊奇地发现,即使初始静剪应力比 $\frac{\sigma_s}{\sigma_1}$ 达到 90% 的水平,剪应力-残余应变曲线仍然远高于静剪应力-应变曲线。从图 8-31 可得到一个重要结论:当初始静剪应力比 $\frac{\sigma_s}{\sigma_1} = 50\% \sim 80\%$ (斜坡下土层常遇到的应力条件) 时,初始静剪应力

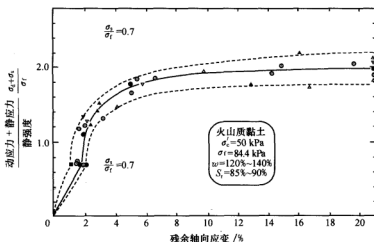


图 8-30 动强度与残余轴向应变关系

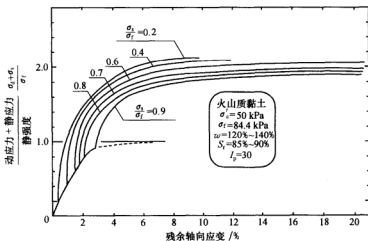


图 8-31 初始静剪应力比对动强度与残余轴向应变关系的影响

比的大小对动强度与残余轴向应变曲线没有明显的影响。因此, 初始静剪应力比对动强度与残余轴向应变关系曲线的影响可用 $\frac{\sigma_s}{\sigma_t} = 70\%$ 的试验结果来代表。

图 8-32 是各向均等初始有效固结应力 $\sigma'_c = 20$ kPa 和 $\sigma'_c = 80$ kPa 的一系列试验结果。根据试验结果, 可以给出一条合理的平均曲线。对于 $\sigma'_c = 20$ kPa 的情况, 土的动强度约为 2.15; 对于 $\sigma'_c = 80$ kPa 的情况, 土的动强度约为 1.65。为便于比较, 现将 $\sigma'_c = 20$ 、50 和 80 kPa 的试验结果的平均曲线重绘于图 8-33。可以看出, 初始有效固结应力 σ'_c 对黏性土的动强度与残余轴向应变的关系曲线有显著影响。

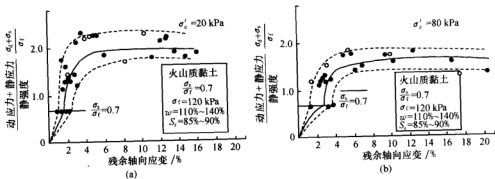


图 8-32 不同固结应力下黏土上的动强度与残余轴向应变的关系曲线

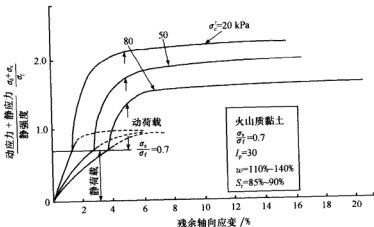


图 8-33 有效固结应力对土动强度与残余轴向应变的影响

8-4 饱和土体振动孔隙水压力的增长规律

动荷载作用下土中孔隙水压力的发展变化是土体变形和强度变化的根本原因,也是用有效应力法分析土体动力稳定性的关键。因此,土中振动孔隙水压力的发生、增长和消散的研究一直是土动力学的重要内容之一。至今,国内外学者已经提出了考虑不同因素的多种振动孔隙水压力计算模型,如应力模型、应变模型、内时模型、能量模型、有效应力路径模型及瞬态模型等。这里,简要介绍几种常用的模型。

8-4-1 饱和砂土振动孔隙水压力的增长规律

1. 振动孔隙水压力计算的应力模型

这类模型的一个共同特点是将振动孔隙水压力与施加的应力联系起来,通常把振动孔隙水压力表达为循环应力幅值和循环次数的函数。Seed 和 Martin 等 (1975,

1976)^[27,50]根据饱和砂土等均固结不排水条件下的动三轴试验资料,提出了计算平均振动孔隙水压力的应力模型(见图 8-34),在土体等均固结时表示为

$$\frac{u}{\sigma'_c} = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arcsin \left[2 \left(\frac{N}{N_1} \right)^{\frac{1}{\theta}} - 1 \right] \quad (8-9)$$

式中: u ——平均振动孔隙水压力;

σ'_c ——均等固结初始有效固结应力;

N_1 ——达到初始液化时循环荷载的作用次数;

N ——动荷载的循环作用次数;

θ ——与土性有关的试验常数。Seed 认为,一般可取 $\theta=0.7$ (相当于图 8-34 中的虚线)。

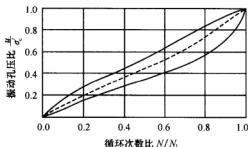


图 8-34 Seed 和 Martin 等 (1975) 提出的振动孔隙水压力模型增长规律曲线

为了研究初始剪应力对振动孔隙水压力的影响, Finn 和 Lee 等 (1977)^[51]进行了非均等固结动三轴试验。在非均等固结条件下, 振动孔隙水压力有时不能达到初始有效侧向固结应力 σ'_{sc} 的数值。只有当轴向动应力叠加于固结应力之上能产生拉伸剪切状态, 即合成剪应力不仅有大小的变化, 而且还有方向的变化时, 振动孔隙水压力才能达到初始有效侧向固结应力 σ'_{sc} 的数值。这样, 有时就无法确定出振动孔隙水压力达到初始有效侧向固结应力时的循环次数 N_1 , 因此, 在非均等固结条件下, 常以振动孔隙水压力达到初始有效侧向固结应力一半时的循环次数 N_{50} 代替 N_1 , 将式 (8-9) 修正为如下形式:

$$\frac{u}{\sigma'_{sc}} = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arcsin \left[2 \left(\frac{N}{N_{50}} \right)^{\frac{1}{\theta}} - 1 \right] \quad (8-10)$$

$$\theta = a_1 + a_2 K_c \quad (8-11)$$

$$K_c = \frac{\sigma'_{1c}}{\sigma'_{3c}} \quad (8-12)$$

式中: σ'_{sc} ——初始有效侧向固结应力;

σ'_{1c} ——初始有效竖向固结应力;

N_{50} ——振动孔隙水压力达到 $0.5\sigma'_{sc}$ 时的循环次数;

a_1 、 a_2 ——与土性有关的系数。

徐志英和沈珠江 (1981)^[52]将式 (8-9)、式 (8-10) 简化为:

均等固结:

$$\frac{u}{\sigma_c} = \frac{2}{\pi} \arcsin\left(\frac{N}{N_1}\right)^{\frac{1}{3b}} \quad (8-13)$$

非均等固结:

$$\frac{u}{\sigma_c} = \frac{2}{\pi} \left(1 - m \frac{\tau_0}{\sigma_{3c}}\right) \arcsin\left(\frac{N}{N_1}\right)^{\frac{1}{3b}} \quad (8-14)$$

式中: τ_0 ——静初始剪应力;

m ——试验参数, 认为一般可取 $m=1.1 \sim 1.3$ 。

孔隙水压力的应力模型的是基于室内等幅应力动三轴试验资料建立的, 而现场动应力幅值的变化是很复杂的, 不可能维持等幅应力条件, 因此, 将这样建立的孔隙水压力应力模型用来计算地震作用下土体的孔隙水压力, 会有一定的误差; 此外, 在排水条件下, 该方法只能计算出孔隙水压力消散后的体积残余变形而无法计算出形状残余变形, 而且无法解释偏应力发生卸荷时引起孔隙水压力增长的现象, 即不能反映土的反向剪缩特性。

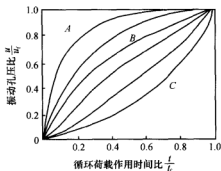


图 8-35 张建民和谢定义等 (1991) 提出的振动孔隙水压力增长规律曲线

张建民和谢定义 (1991)^[53] 认为, 饱和砂土在循环荷载作用下振动孔隙水压力的增长规律可分为 A、B 和 C 三种类型 (见图 8-35), 分别可用下列模型描述:

A 型:
$$u = u_f \left[1 - \exp\left(-\beta \frac{t}{t_f}\right) \right] \quad (8-15)$$

B 型:
$$u = \frac{2}{\pi} u_f \arcsin\left(\frac{t}{t_f}\right)^{\frac{1}{3b}} \quad (8-16)$$

C 型:
$$u = u_f \left[\frac{1}{2} \left(1 - \cos\left(\pi \frac{t}{t_f}\right) \right) \right]^b \quad (8-17)$$

式中: β 、 a 、 b ——计算参数;

u_f ——振动孔隙水压力发展至稳定时的值;

t_f ——与 u_f 对应的持续时间;

u ——与循环荷载作用时间 t 对应的振动孔隙水压力累积值。

上述表达式中, 与一般表示的 $\frac{u}{\sigma_c}$ 与 $\frac{N}{N_1}$ 关系不同之处在于用 $\frac{u}{u_f}$ 代替 $\frac{u}{\sigma_c}$, 用 $\frac{t}{t_f}$ 代替 $\frac{N}{N_1}$ 。这种代替方便对影响 u_f 各种因素的处理。

陈国兴和刘雪珠 (2004)^[54] 对饱和的南京粉质黏土与粉砂互层土、南京粉细砂在均等固结和非均等固结条件下进行了动三轴试验研究, 如图 8-36 和图 8-37 所示。结果表明: 对南京粉质黏土与粉砂互层土, 不论是均等固结还是非均等固结, 其振动孔隙水压力的发展规律均可采用双曲线模型进行描述, 当均等固结时, $a=0.265$ 和 $b=0.748$; 当非均等固结时 ($K_c=1.5$), $a=0.299$ 和 $b=0.735$ 。对南京粉细砂, 在均等固结条件下, 其振动孔隙水压力发展规律可用 Seed 和 Martin 等 (1975)^[50] 建议的式 (8-9) 进行

描述, 但 $\theta=2.352$, 而 Seed 和 Martin 等 (1975) 建议 $\theta=0.7$, 这说明南京粉细砂与一般砂土的振动孔隙水压力发展规律的差别比较大; 而在非均等固结条件下, 其振动孔隙水压力发展规律可用双曲线模型进行描述:

$$\frac{u}{u_1} = \frac{\frac{N}{N_1}}{a + b \frac{N}{N_1}} \quad (8-18)$$

式中: u_1 ——达到初始液化时的振动孔隙水压力;

N_1 ——相应于初始液化时的循环振数;

a 、 b ——试验参数。当固结比 $K_c=1.5$ 时, $a=0.107$; $b=0.905$ 。

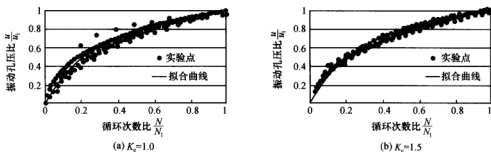


图 8-36 南京粉质黏土与粉砂互层土在均等固结和非均等固结时振动孔压的发展模式

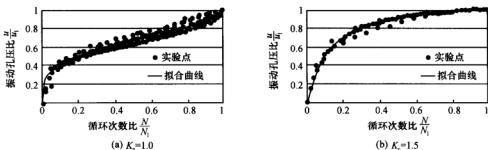


图 8-37 南京粉细砂在均等固结和非均等固结时振动孔压的发展模式

2. 振动孔隙水压力计算的应变模型

应变模型将振动孔隙水压力与某种应变结合起来。这类模型中最著名的是 Martin 和 Finn 等 (1975)^[26] 提出的振动孔隙水压力模型 (见图 8-38)。Martin 和 Finn 等根据地震时饱和土体积变化的相容条件, 建立了一个确定饱和土振动孔隙水压力增量的基本公式。由于土承受的有效静正应力的降低会引起土体积的回弹。这样, 往返剪切作用引起的土的永久体积压缩、孔隙水的排出和有效静正应力降低引起的土体积回弹三者之间的体积变化应满足相容条件。

假设土的体积变化以压缩为正, 孔隙水的体积变化以排出为正, 则

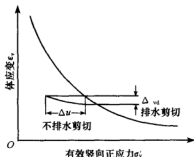


图 8-38 Martin 和 Finn (1975)

模型示意图

$$\Delta \epsilon_{v,d} + \Delta \epsilon_{v,r} = \Delta \epsilon_{v,i} \quad (8-19)$$

式中: $\Delta \epsilon_{v,d}$ ——每次循环剪切作用引起的土的体积压缩;

$\Delta \epsilon_{v,i}$ ——每次循环剪切作用排出的孔隙水的体积;

$\Delta \epsilon_{v,r}$ ——有效静正应力降低引起的土的体积变化。

由于在地震的瞬间可以认为饱和砂土不发生排水, 这样 $\Delta \epsilon_{v,i} = 0$ 。因此, 式 (8-19) 可写成为

$$\Delta \epsilon_{v,d} = -\Delta \epsilon_{v,r} \quad (8-20)$$

假设 E_r 为饱和砂土的回弹模量, 每次循环, 剪切作用引起的孔隙水压力和土的有效静正应力的变化分别为 Δu 和 $\Delta \sigma$, 则有

$$\Delta \epsilon_{v,r} = \frac{\Delta \sigma}{E_r} = -\frac{\Delta u}{E_r} \quad (8-21)$$

将式 (8-21) 代入式 (8-20), 则有

$$\Delta u = E_r \Delta \epsilon_{v,d} \quad (8-22)$$

在不排水试验条件下, E_r 和 $\Delta \epsilon_{v,d}$ 都是无法测定的。排水单剪试验表明, $\Delta \epsilon_{v,d}$ 为剪应变幅值的函数, 与有效竖向应力无关, 可以认为这种体应变增量是由粒间的滑移所引起的。它应该和不排水试验条件下同样剪应变幅值时由粒间的滑移所引起的体应变增量相等, 因而可以用排水试验得到的 $\Delta \epsilon_{v,d}$ 来估算不排水条件下的 $\Delta \epsilon_{v,d}$ 。

根据 Seed 和 Silver (1972)^[55] 对干砂的动三轴试验结果, $\Delta \epsilon_{v,d}$ 可按下面的经验公式表示为

$$\Delta \epsilon_{v,d} = C_1(\gamma_a - C_2 \epsilon_{v,d}) + \frac{C_3 \epsilon_{v,d}^2}{\gamma_a + C_4 \epsilon_{v,d}} \quad (8-23)$$

式中: γ_a ——第 N 次循环剪应变幅值;

$\epsilon_{v,d}$ ——累积体应变;

C_1 、 C_2 、 C_3 、 C_4 ——干砂的试验参数。

这样, 只要能正确地确定饱和砂土的回弹模量 E_r , 就可使用式 (8-22) 计算出振动孔隙水压力增量 Δu 。

饱和砂土的回弹模量 E_r 可由单轴压缩试验确定。如果以 $\sigma'_{v,0}$ 表示开始卸荷时的有效竖向正应力, $\epsilon_{v,r,0}$ 表示 $\sigma'_{v,0}$ 完全卸掉后总的回弹体积, 则 $\sigma'_{v,0} - \epsilon_{v,r,0}$ 关系线如图 8-39 中的虚线所示, 这条线可用式 (8-24) 表示:

$$\epsilon_{v,r,0} = k_2 (\sigma'_{v,0})^n \quad (8-24)$$

式中: k_2 、 n ——试验参数。

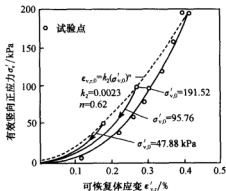


图 8-39 卸荷时饱和砂土的体积回弹曲线

然而, 这条曲线并不表示卸荷过程线。与指定的卸荷开始应力 σ'_{v0} 对应的卸荷过程线如图 8-39 中的实线所示。该线上任意一点的纵坐标表示剩余的有效竖向正应力 σ'_v , 横坐标表示完全卸荷时的回弹体积 $\epsilon_{v,r}$ 。这条关系线可表示为

$$\epsilon_{v,r} = k_1 (\sigma'_v)^m \quad (8-25)$$

式中: k_1 、 m ——试验参数。

显然, 当 $\sigma'_v = \sigma'_{v0}$ 时, 有 $\epsilon_{v,r} = \epsilon_{v,r,0}$ 。根据这个条件, 有

$$k_1 (\sigma'_{v0})^m = k_2 (\sigma'_{v0})^n$$

改写上式得

$$k_1 = k_2 (\sigma'_{v0})^{n-m}$$

将上式代入式 (8-25), 可得

$$\epsilon_{v,r} = k_2 (\sigma'_{v0})^{n-m} (\sigma'_v)^m \quad (8-26)$$

按切线模量定义

$$E_r = \frac{d\sigma'_v}{d\epsilon_{v,r}} \quad (8-27)$$

将式 (8-26) 代入式 (8-27), 可得

$$E_r = \frac{(\sigma'_v)^{1-m}}{m k_2 (\sigma'_{v0})^{n-m}} \quad (8-28)$$

这样, 如果给定某一次往返剪应力幅值 τ_d , 可按下列步骤确定它所引起的振动孔隙水压力增量 Δu :

(1) 确定初始条件, 包括已达到的振动孔隙水压力 u 、体积应变 $\epsilon_{v,d}$ 和剩余的竖向有效正应力 σ'_v , 显然 $\sigma'_v = \sigma'_{v0} - u$;

(2) 按 4-3 节土的本构模型计算与给定往返剪应力幅值 τ_d 相应的剪应变幅值 γ_d ;

(3) 按式 (8-23) 计算体积压缩增量 $\Delta\epsilon_{v,d}$, 并将它叠加于初始的体积应变 $\epsilon_{v,d}$ 之上, 得到新的体积应变 $\epsilon_{v,d}$;

(4) 按式 (8-28) 确定回弹模量 E_r ;

(5) 按式 (8-22) 确定振动孔隙水压力增量 Δu , 并将它叠加于初始的振动孔隙水压力 u 之上, 得到新的振动孔隙水压力 u 。

按上述步骤对等幅循环剪应力作用计算得到的振动孔隙水压力 u 及剪应变幅值随循环次数的变化, 如图 8-40 所示。

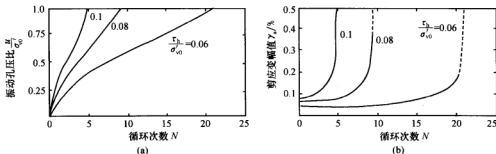


图 8-40 对等幅循环剪应力作用计算得到的振动孔隙水压力及剪应变幅值

应指出,这里给出的计算饱和砂土振动孔隙水压力增长方法,只适用于在静力上处于 K_0 压缩状态、在动力上处于简切或纯剪切状态的土体。

孔隙水压力的应变模型可以在一定程度上解决应力模型中出现的矛盾,且直接和动力分析中的应变幅值联系起来,是目前孔隙水压力发展规律研究的一个重要方向。

Martin 和 Finn 等 (1975)^[26] 等提出的模型是基于图 8-41 的试验资料而建立的; Byrne (1991)^[58] 利用图 8-41 的试验资料,得到图 8-42 的累积体应变 $\epsilon_{v,d}$ 与增量体应变 $\Delta\epsilon_{v,d}$ 之间的关系曲线,再对图 8-42 的纵、横向坐标除以剪应变幅值 γ_a , 则可以将图 8-42 所示的三条曲线变换成图 8-43 所示的一条曲线,并可式 (8-29) 表示:

$$\frac{\Delta\epsilon_{v,d}}{\gamma_a} = C_1 \exp\left(-C_2 \frac{\epsilon_{v,d}}{\gamma_a}\right) \quad (8-29)$$

式中: $C_1=0.8$, $C_2=0.5$ 。

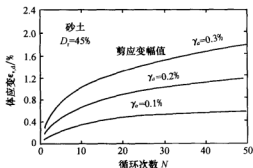


图 8-41 体应变 $\epsilon_{v,d}$ 与循环次数 N 的关系 (Martin 和 Finn 等, 1975)

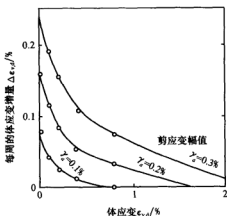


图 8-42 体应变 $\epsilon_{v,d}$ 与体应变增量 $\Delta\epsilon_{v,d}$ 的关系 (Byrne, 1991)

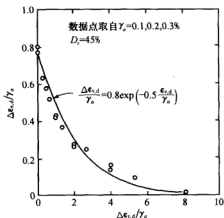


图 8-43 标准化体应变 $\epsilon_{v,d}$ 与体应变增量 $\Delta\epsilon_{v,d}$ 的关系 (Byrne, 1991)

Byrne (1991) 利用 Martin 和 Finn 等 (1975) 和 Tokimatsu 和 Seed (1987)^[57] 的试验资料, 得到由砂土的相对密度 D_r 或修正标准贯入锤击数 N_1 表示的系数 C_1 和 C_2

的经验表达式:

$$C_1 = 0.076 D_r^{-2.5} \quad (8-30)$$

或

$$C_1 = 8.7 N_1^{-1.25} \quad (8-31)$$

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \quad (8-32)$$

从上可见, Byrne 使得 Martin 和 Finn 模型大为简化、更加实用。

8-4-2 饱和黏性土振动孔隙水压力的增长规律

周期荷载作用下饱和黏性土孔隙水压力发展规律已有多种模型。Yasuhara 等 (1982)^[58] 给出了计算饱和黏性土孔隙水压力发展规律的双曲线模型:

$$\frac{u}{\sigma_c'} = \frac{\epsilon}{a + b\epsilon} \quad (8-33)$$

式中: u ——累积振动孔隙水压力;

ϵ ——轴向应变幅值;

σ_c' ——初始有效固结应力;

a 、 b ——土的试验参数。

Matsui 等 (1980)^[59] 根据试验结果, 认为振动孔隙水压力与最大单幅剪应变之间存在对数型函数关系, 其表达式如下:

$$\frac{u}{\sigma_c'} = \beta \lg \frac{\gamma_d}{A(OCR-1) + B} \quad (8-34)$$

式中: β 、 A 、 B ——土的试验参数;

γ_d ——最大单幅剪应变;

OCR——土的超固结比。

Hyde 等 (1985)^[60] 基于应力控制式低频循环荷载对重塑粉质黏土的试验表明, 认为振动孔隙水压力增长速率是循环次数、应力水平和土样应力历史的函数, 提出了如下的函数关系式:

$$\frac{u}{\sigma_c'} = \alpha N^\beta \quad (8-35)$$

式中: N ——循环次数;

α 、 β ——土的试验参数, 其中, α 可表达为偏应力水平的函数:

$$\lg \alpha = A + B \frac{q_t'}{\sigma_c'} \quad (8-36)$$

式中: $\frac{q_t'}{\sigma_c'}$ ——偏应力水平;

A 、 B ——土的试验参数。

对式 (8-35) 两边进行积分, 可得

$$\frac{u}{\sigma_c'} = \frac{\alpha}{1+\beta} (N^{1+\beta} - 1) + a \quad (8-37)$$

该模型考虑了应力历史的影响,认为不同超固结比土样的振动孔隙水压力增长规律都符合上述各式,只是参数 β 、 A 和 B 均随超固结比OCR值的变化而变化。

Matasovic (1995)^[61]通过应变控制式直剪试验结果,引入 Idriss 和 Dobry 等 (1978)^[62]提出的模量衰减指数 δ_D 的概念,建立了考虑超固结比OCR影响的振动孔隙水压力增长规律计算模型。对正常固结黏土,Idriss 和 Dobry 等 (1978)^[62]假定模量衰减指数 δ_D 和振动孔隙水压力的增长可建立一定的关系;Matasovic (1995)的试验则表明,对不同超固结土样,也可以建立相应的关系。将振动孔隙水压力值 u 标准化,定义孔压比 $u^* = \frac{u}{\sigma'_c}$,则孔压比可表示为

$$u^* = A\delta_D^B + B\delta_D^B + C\delta_D + D \quad (8-38)$$

式中: δ_D ——模量衰退指数,详见4-6-3节;

A 、 B 、 C 、 D ——试验拟合参数,与超固结比OCR有关。

8-5 南京粉质黏土与粉砂互层土及粉细砂的抗液化性能

采用自行研制的DSZ-1型动三轴仪^[63]对南京粉质黏土与粉砂互层土及粉细砂进行振动孔压发展规律和抗液化性能试验研究。

8-5-1 南京粉质黏土与粉砂互层土及粉细砂振动孔压的发展模式^[54]

粉质黏土与粉砂互层土的试验试样采用原状样,其主要物理力学性质指标为:天然重度 $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$,天然含水量 $w = 37\%$,液限 $w_L = 38.5\%$,塑限 $w_p = 22.1\%$,干重度 $\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3$;粉细砂采用扰动样, $\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3$,平均粒径 $d_{50} = 0.14 \text{ mm}$,不均匀系数 $e_u = 2.7$,级配不良,属均粒土,其颗粒组成见表8-1。

表 8-1 粉细砂颗粒组成

粒径/mm	>0.25	0.25~0.075	0.075~0.05	0.05~0.005	<0.005
颗粒组成/%	2	51.5	37.5	6.4	2.6

试验所用的粉质黏土与粉砂互层土试样取自同一个工程场地,呈现粉质黏土和粉砂组合的“千层饼”状外貌,其中粉砂夹层约占整个试样60%左右,最大厚度可达10 mm,平均厚度5 mm左右;粉质黏土层的平均厚度约为4 mm。

试验采用直径39.1 mm、高度80 mm的试样。粉细砂样分五层击实,控制干重度 $\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3$ 。圆柱形试样按规定尺寸制备完成后放到饱和容器内抽真空饱和,饱和时间超过24 h。

试样饱和后,即可进行孔隙水压力检测。孔隙水压力和侧压力的比值称为孔隙水压力系数 B 。增加各向均等有效固结应力 $\Delta\sigma'_c$,然后测定孔隙水压力增量 Δu 值,由此可得: $B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma'_c}$ 。若 B 值小于0.97,则认为试样饱和度不能满足要求,仍然需要继续施加反压饱和,直到 $B \geq 0.97$ 时才认为满足要求。试样饱和后,关闭孔隙水压力阀,缓慢打开排水阀,使试样在所要求的有效应力下排水固结,室压与反压之差即为初始有效侧

向固结应力 σ'_{sc} 。待固结稳定后,施加动荷载。各向均等固结的稳定标准为:关闭排水阀 5 min 后,孔隙水压力不再上升。若是不均等固结,则在各向均等固结基本完成后,逐渐增加轴向压力,加压中应该注意避免使试样产生过大的变形。

试验采用双重液化标准,即:孔压标准 $\frac{u}{\sigma'_{sc}} = 1$ 和双幅轴向应变 $\epsilon_{ax} = 5\%$ 的变形标准。由试验获得的粉质黏土与粉砂互层土及粉细砂在均等固结下的典型时程曲线如图 8-3 (a) 所示。从图中可以看出,对粉质黏土与粉砂互层土在加荷的前几周,振动孔压急剧增加,约在第五次循环加载时振动孔压增加趋于平缓,当取双幅轴向应变 5% 作为破坏标准时,振动孔压比仅达到 80%;而对于粉细砂,振动孔压破坏标准 100% 与双幅应变破坏标准几乎同时达到。

粉质黏土与粉砂互层土和粉细砂在非均等固结条件下试验结果的时程曲线则如图 8-3 (b) 所示。从图中可以看出,两种土在循环荷载作用下表现出下列特征:

- (1) 轴向应变随着循环次数的增加而逐渐增大,并且变形速率加快。
- (2) 粉质黏土与粉砂互层土振动孔压的波动要比粉细砂振动孔压的波动大。对于粉质黏土与粉砂互层土,在加荷的前几周,当试样受拉时,试样内出现负孔压(即静、动孔压之和小于静孔压),这可能是受该土层结构性影响的缘故。
- (3) 对于这两种土,在振动第一周时孔隙水压力发展迅速,但是,即使轴向应变达到 5%,振动孔压也达不到初始有效固结应力,只能达到 65% 左右。

前人对饱和砂土和粉土的液化、振动孔压的增长规律做过大量研究。一般来说,均采用振动孔压达到初始有效固结应力或双幅轴向应变达到 5% 作为破坏标准。但是,由于南京粉质黏土与粉砂互层土在土的成分、结构性上与砂土、粉土有一定差异,振动孔压一般达不到初始有效固结应力,仅为初始有效固结应力的 60%~80%,而双幅轴向应变可达到 5% 左右。因此,对于南京粉质黏土与粉砂互层土,可取双幅轴向应变 5% 作为液化标准。

在均等固结及非均等固结条件下,对南京粉质黏土与粉砂互层土、粉细砂进行了动三轴试验,典型试验结果的振动孔隙水压力归一化曲线如图 8-36 和图 8-37 所示。试验表明,在固结比 K_c 一定的条件下,振动孔隙水压力的产生和发展与初始有效固结应力的大小关系不大。总的趋势是,在动荷载施加的瞬间振动孔隙水压力的增长速率较大,曲线呈快速上升的趋势。当振动孔压比 $\frac{u}{u_1}$ 发展到 0.1~0.35 时,振动孔隙水压力的发展趋势缓和;其后,振动孔隙水压力的发展又急剧上升,土的结构已渐趋破坏,其强度明显降低。由图 8-36 可知,在均等固结和非均等固结条件下,粉质黏土与粉砂互层土的振动孔隙水压力的发展具有相同的规律,振动孔压比 $\frac{u}{u_1}$ 与循环次数比 $\frac{N}{N_1}$ 的关系可用双曲线进行拟合。由图 8-37 (a) 可知,在均等固结时,南京粉细砂的振动孔隙水压力在动荷载作用的瞬间迅速升高,当循环次数比 $\frac{N}{N_1}$ 在 0.1 左右时,振动孔压比已达到 0.4 以上;而在振动中后期,南京粉细砂的振动孔隙水压力上升缓慢;当循环次数比达到 0.9 左右时,南京粉细砂的振动孔隙水压力突然急剧上升,最后达到液化。这种发展模

式与 Seed 和 Martin (1975) 等建议的振动孔隙水压力发展规律的曲线形态相吻合。由图 8-37 (b) 可知, 在非均等固结 ($K_c=1.5$) 时, 南京粉细砂的振动孔隙水压力发展规律呈双曲线模式, 在动荷载作用的初期, 振动孔隙水压力迅速上升, 随后振动孔隙水压力增加缓慢, 逐渐达到液化。

8-5-2 南京粉质黏土与粉砂互层土及粉细砂的抗液化强度^[32]

由图 8-16 (a) 可知, 在均等固结和非均等固结条件 ($K_c=1.5$) 下, 南京粉质黏土与粉砂互层土产生液化的循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_{3c}}$ 均不能用 σ'_{3c} 归一化为一条曲线, $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_{3c}}-N_1$ 曲线均随 σ'_{3c} 而变化, 这可能是由于细粒含量、土的结构性及其应力状态的影响。这种情形与标准砂在非均等固结^[64] 和黄土在均等固结及非均等固结^[65,66] 条件下的 $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_{3c}}-N_1$ 曲线不能用 σ'_{3c} 来进行归一化相一致。另外, 初始有效固结应力相同时, 随着固结比 K_c 的增大, 循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_{3c}}$ 有增大的趋势。

由图 8-16 (b) 可知, 在均等固结条件下, 不论初始有效固结应力 σ'_c 的大小, 南京粉细砂产生液化的循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}$ 与相应的循环次数 N_1 具有良好的归一性, 说明初始有效固结应力 σ'_c 对循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}$ 基本上没有影响; 而在非均等固结条件下, σ'_c 对循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}-N_1$ 曲线不具归一性, 表明初始应力状态是影响南京粉细砂抗液化强度的一个重要因素。

图 8-44 是两种土在初始有效侧向固结应力 $\sigma'_{3c}=200$ kPa 条件下的液化试验结果。可以看出, 两种土的抗液化强度相当接近, 尤其在循环次数较大时, 两种土的循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}$ 几乎重合。由于在粉质黏土与粉砂互层土中, 粉砂与粉质黏土交互沉积, 土层中

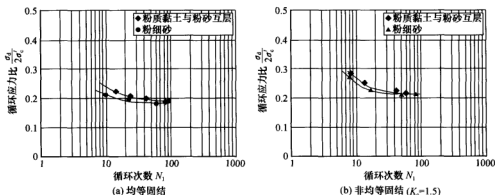


图 8-44 初始有效侧向固结应力 $\sigma'_{3c}=200$ kPa 时南京粉质黏土与粉砂互层土、南京粉细砂的液化试验结果

水平方向的渗透性要比竖向的渗透性大得多,表明振动孔隙水压力在水平方向的发展比在竖向的发展快。另外,离心模型试验的结果^[67]也表明,在成层土的液化期间,由于不同土的渗透性不同,土层内部或者松散带中的振动孔隙水压力是在粉质黏土与粉砂的接触面中发展的。因此,振动孔隙水压力升高引起成层土的强度降低,在水平方向更易形成破坏面,从而导致粉质黏土与粉砂互层土的液化。

8-5-3 黏粒含量对南京粉细砂抗液化性能的影响^[68]

试验所用土样全部是重塑样,16组共90个样,黏粒含量分别为5%、10%、15%。试样主要由细砂和黏粒配置而成,控制同一干密度 $\gamma_d=15\text{ kN/m}^3$,为了消除其他不确定因素的影响,制备砂样前对所要使用的粗颗粒和细颗粒预先进行了处理,即砂样经过烘干后,过0.25 mm和0.075 mm筛,选取粒径在0.075~0.25 mm范围内的砂粒备用,黏粒含量 $\rho_c=0$ 。主要是考虑到颗粒粒径在此范围内的砂土易于液化。砂样取自于南京河西地区,属于典型的漫滩相沉积土层,该地区新近沉积土层中稍密-中密细粉砂层含水丰富,主要成分为石英碎屑,以及少量的绿泥石、白云母片及其他黏土矿物,颗粒呈片状。

在均等固结和非均等固结($K_c=1.5$)条件下,对不同黏粒含量的南京粉细砂进行了动三轴液化试验,其典型试验结果如图8-45和图8-46所示。

从图8-45可知,均等压固结条件下南京粉细砂从开始到液化分为三个阶段:

- (1) 振动孔隙水压力逐步上升,轴向动应变幅值缓慢增加,土中有效正应力逐步减小,土的强度逐步降低。
- (2) 振动孔隙水压力积累到一定的临界值,在荷载的某个压半周或者拉半周的顶点时,达到极限平衡状态,在顶点以外又脱离极限平衡状态,因此土的状态在稳定与失效之间反复摆动,振动孔隙水压力和轴向动应变幅值开始急剧增加,土的黏滞性增加。

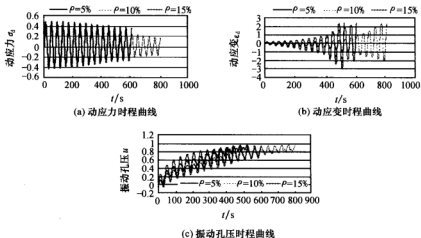


图 8-45 均等固结时不同黏粒含量的粉细砂液化试验结果

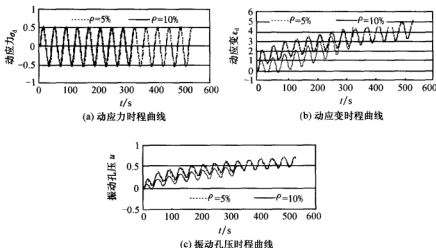


图 8-46 非均等固结时不同黏粒含量的粉细砂液化试验结果

(3) 振动孔隙水压力达到一定值后, 土基本处于失效状态, 主要靠黏滞性来抵抗剪应力, 振动孔隙水压力缓慢增加, 轴向动应变幅值继续大幅度增加, 循环数周以后振动孔隙水压力达到初始有效固结应力 σ'_c , 土达到完全液化状态。

从粉细砂的均等固结试验结果可以看出, 当振动孔隙水压力迅速增大时, 轴向动应变突然急剧增大, 同时, 动应力急剧衰减。对于均等固结, 无论是 $\sigma'_c = 100$ kPa 还是 $\sigma'_c = 200$ kPa, 在南京粉细砂达到初始液化时, 双幅轴向应变达到液化标准 $\varepsilon_{dh} = 5\%$ 的同时, 振动孔隙水压力也基本上能够达到 $\frac{u_d}{\sigma'_c} = 1$ 的孔压破坏标准。

从图 8-46 可以看出, 对于非均等固结条件, 随着循环次数增加, 试样中的振动孔隙水压力在前期增加的速度很快, 后期增加缓慢; 试样中的动应变幅较小, 但是, 残余应变随循环次数增加而逐渐增大, 直到试样剪坏。无论是初始有效侧向固结应力 $\sigma'_c = 100$ kPa 还是 $\sigma'_c = 200$ kPa, 在粉细砂达到初始液化时, 双幅轴向应变能够达到变形破坏标准 $\varepsilon_{dh} = 5\%$, 而振动孔隙水压力达不到初始有效侧向固结应力 σ'_c , 只能达到 σ'_c 的 $50\% \sim 70\%$ 左右。

图 8-47~图 8-49 分别给出了黏粒含量 $\rho_c = 5\%$ 、 10% 和 15% 的南京粉细砂在不同固结比 K_c 、不同固结应力条件下的 $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c} - N_1$ 曲线。均等固结时, 对于不同的初始有效固结应力 σ'_c , 动三轴试验得到的引起液化所需要的循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}$ 与循环次数 N_1 的关系可以用一条曲线进行拟合, $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c} - N_1$ 曲线具有良好的归一性。这正是均等固结条件下进行动三轴砂土液化试验时, 通常只做初始有效固结应力 $\sigma'_c = 100$ kPa 的液化试验的原因。当非均等固结 ($K_c = 1.5$) 时, 对于不同的初始有效侧向固结应力 σ'_c , 动三轴试验得到的引起液化所需要的循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}$ 与循环次数 N_1 的关系不能用一条曲线进行拟合, $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c} -$

N_1 曲线不具有归一性；当循环次数 N_1 相同时，随着固结比 K_c 的增大，循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma_c}$ 也增大。

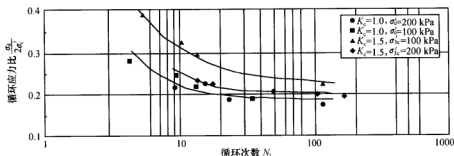


图 8-47 $\rho_c=5\%$ 时南京粉细砂循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma_c}$ 与循环次数 N_1 的关系

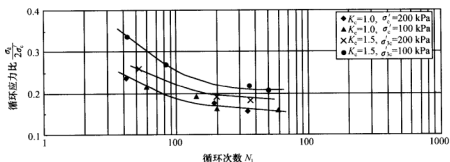


图 8-48 $\rho_c=10\%$ 时南京粉细砂的循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma_c}$ 与循环次数 N_1 的关系

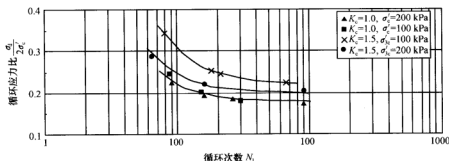


图 8-49 $\rho_c=15\%$ 时南京粉细砂的循环应力比 $\frac{\sigma_d}{2\sigma_c}$ 与循环次数 N_1 的关系

关于产生这种现象的原因，应从粉粒、黏粒的微结构特征进行分析。黏粒含量对圆颗粒砂土抗液化强度的影响，前人已有些论述^[69]；而对于片状结构砂土，黏粒含量对

其抗液化强度的影响尚未有报道。由图 8-50 可以看出, $\rho_c \approx 10\%$ 时南京粉细砂的抗液化性能最差。黏粒分布在砂粒周围以点接触的形式胶结着砂粒, 黏粒不能完全占据砂颗粒之间的空隙, 由于黏粒的存在可使粗颗粒之间的相对稳定性发生微妙的变化。当黏粒含量较小时, 含黏粒的粉细砂由于黏粒的润滑作用, 在外力的作用下, 砂颗粒沿黏粒发生滑移, 使得在低黏粒含量下随着黏粒含量的增大, 粉细砂的循环应力比降低, 当黏粒含量 ρ_c 达到某一值时, 黏土的“黏滞”作用表现突出, 随着 ρ_c 的逐渐增大, 砂粒周围有足够厚的黏土层, 此时黏粒不但胶结砂颗粒, 也有自身固结的作用。随着黏粒含量和时间的增加, 黏粒对砂土颗粒的胶结和自身结构调整作用也将增强, 此时黏粒主要起稳定、镶嵌砂颗粒的作用。粉细砂逐渐向黏性土过度, 而黏性土的动力稳定性较高, 因而, 粉细砂的循环应力比随黏粒含量的增加而又增大^[69]。因此, 循环应力比与黏粒含量的关系呈向上开口的近似抛物线型, 这一点与黏粒含量对圆形颗粒砂的影响非常一致。

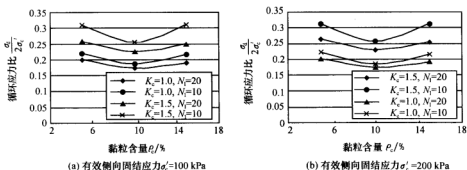


图 8-50 南京粉细砂的循环应力比 $\frac{\sigma_1}{2\sigma'_c}$ 与黏粒含量 ρ_c 的关系曲线

以上分析只是初步的, 有待于通过大量试验来进一步验证不同黏粒含量的南京粉细砂的液化特性。

8-6 饱和砂性土液化势的确定性经验判别方法

根据国内外地基破坏事例的统计与分析, 大部分地震灾害是由砂土层(包括少黏性土)液化引起的。因此, 对砂性土液化的处理是地基抗震的主要任务之一。从工程实用的角度考虑, 判别场地液化是否发生、液化发生概率的评估和评价土层液化对结构物的影响, 是对场地液化势作出全面评价的三个重要问题, 也是判断地基是否需要做抗液化处理、采取什么措施预防或减轻液化危害的前提。

根据工程设计的要 求, 陈国兴 (1995)^[70] 提出地基液化课题应研究如图 8-51 所示的问题; 根据实际需要提出的上述问题, 经过现场和室内的多年研究, 有的比较成熟, 已在抗震规范中做出规定; 有的则仍处于研究阶段。我国现行抗震设计规范中已规定的内容可由图 8-52 说明。

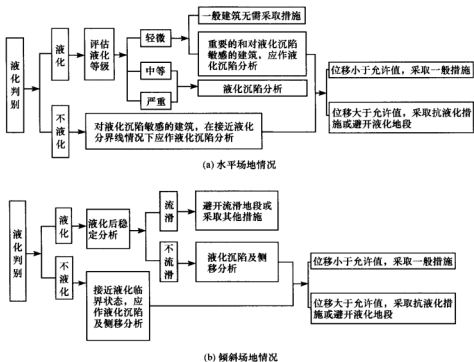


图 8-51 地基液化研究应考虑的问题示意图

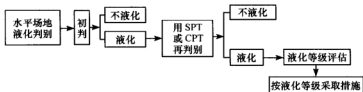


图 8-52 我国现行抗震设计规范中有关液化规定中已有的内容

8-6-1 饱和砂性土液化的初步判别问题

在场址的初期阶段和进行地震小区划中的地基失效小区划工作时,由于需勘察的面积较大,而且都有时间和经费的限制,不可能像处理某一工程地基一样,进行钻孔、取样、做室内试验。这时需利用已有经验,采取对比的方法,不做专门的试验,根据现成的资料,把一大批明显不会发生液化的地段勾画出来,从而达到减轻勘察任务、节省时间与经费的目的。这种利用各种界限值勾画不液化地带的方法,被称为液化的初步判别。

《建筑抗震设计规范》GB50011—2001 规定,对饱和的砂土或粉土(不含黄土),当符合下列条件之一时,可初步判别为不液化或不考虑液化影响:

(1) 地质年代为第四纪晚更新世 (Q_3) 及其以前时, 烈度 7、8 度时可判为不液化。

(2) 粉土的黏粒 (粒径小于 0.005 mm 的颗粒) 含量百分率, 烈度 7、8 和 9 度分别不小于 10、13 和 16 时, 可判为不液化土。

(3) 天然地基上的建筑, 当上覆非液化土层厚度 d_u (m) 和地下水位深度 d_w (m) 符合图 8-53 规定时 (按规范公式绘制), 可不考虑液化影响。

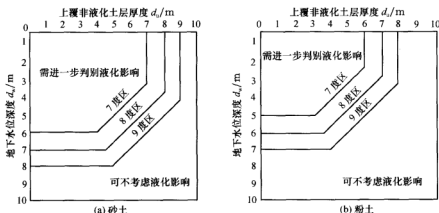


图 8-53 液化初判图

计算 d_u 时宜将淤泥和淤泥质土层扣除; 确定 d_w 时可按近期内年最高水位采用; 当基础埋深 $d_b < 2$ m 时, 可直接用图 8-53 进行判别, 当 $2 \text{ m} \leq d_b < 5$ m 时, 对 d_u 和 d_w 值应减去基础埋深超过 2 m 深度部分后, 再用图 8-53 进行判别; 对 $d_b < 5$ m 的限制是作者认为规范公式可应用的深度。

应指出, 上述确定 d_u 和 d_w 的方法, 实际上是遵循两个原则: 一是以前地震中未发生的现象, 以后的地震中也不会发生; 二是凡是没有发现的现象就认为该现象不存在。这两个原则都有值得讨论的地方, 但考虑到界限值取得很保守, 它们失误的可能性很小, 对于一般建筑是可以接受的; 但对于深埋基础和桩基础则必须作进一步分析。

《水利水电工程地质勘察规范》GB50287—99 规定:

(1) 地质年代为第四纪晚更新世 (Q_3) 或以前, 可判为不液化。

(2) 土的粒径大于 5 mm 颗粒含量的质量百分率大于或等于 70% 时, 可判为不液化; 粒径大于 5 mm 颗粒含量的质量百分率小于 70% 时, 若无其他整体判别方法时, 可按粒径小于 5 mm 的这部分判定其液化性能。

(3) 对粒径小于 5 mm 颗粒含量质量百分率大于 30% 的土, 其中粒径小于 0.005 mm 的颗粒含量质量百分率相应于地震设防烈度 7 度、8 度和 9 度分别不小于 16%、18% 和 20% 时, 可判为不液化。

此外, 《水利水电工程地质勘察规范》还规定: 当土层的剪切波速大于式 (8-39)

计算的上限剪切波速时,可判为不液化:

$$V_{\text{st}} = 291 \sqrt{K_b Z r_d} \quad (8-39)$$

式中: V_{st} ——上限剪切波速;

K_b ——地面水平向峰值加速度 a_{max} 与重力加速度 g 之比值;

Z ——土层深度 (m);

r_d ——应力折减系数,见《水利水电工程地质勘察规范》GB50287—99 的具体规定。

《公路工程抗震设计规范》JTJ004—89 规定:

当地面以下 20 m 范围内有饱和砂土或亚砂土时,可根据下列情况初步判定其是否可能液化:

(1) 地质年代为第四纪晚更新世 (Q_3) 或以前,可判为不液化。

(2) 基本烈度 7 度、8 度和 9 度区,亚砂土的黏粒 (粒径小于 0.005 mm 的颗粒) 含量百分率 ρ_c 分别不小于 10、13 和 16 时,可判为不液化。

《构筑物抗震设计规范》GB50191—93 规定:地面以下 15 m 深度范围内地基有饱和砂土或粉土时,可按下列规定进行液化初判:

(1) 地质年代为第四纪晚更新世及其以前时,可判为不液化。

(2) 6 度时,一般可不计液化的影响。

(3) 粉土中粒径小于 0.005 mm 的黏粒含量百分率,7 度、8 度和 9 度分别不小于 10%、13% 和 16% 时,可不计液化的影响。

由此可见,我国有关抗震规范所用的液化初判指标大致差不多,基本上采用地质年代、黏粒含量百分率、地下水位深度和上覆非液化土层厚度四个指标,但表述方式不完全一致。对于液化的初判深度,有的抗震规范做出了明确的规定,有的规定初判深度为 15 m,有的规定为 20 m,有的还与设防烈度有关;而有的抗震规范未做出明确的规定。

陈国兴和胡庆兴等 (2002)^[71] 综合国内外有关抗震设计规范对砂性土地震液化初步判别的相关规定,结合对砂土液化问题的长期研究经验,建议地面以下 20 m 范围内有饱和和无黏性土层和少黏性土层时,按下列规定进行液化初判:

(1) 6 度时,一般可不计液化的影响,但对液化沉降敏感的重要工程结构物,可按 7 度考虑。

(2) 地震时需考虑液化的土类为粒径小于 0.005 mm 的黏粒含量百分率 ρ_c 不大于 20%、塑性指数 I_p 不大于 10、液限含水量 w_L 不大于 35% 的饱和土,主要包括 $\rho_c < 3\%$ 的饱和砂土和 $\rho_c = 3\% \sim 10\%$ 的饱和粉性土,其中 $I_p < 3$ 的土可通称为无黏性土, $3 \leq I_p \leq 10$ 的土可通称为少黏性土。

(3) 饱和的无黏性和少黏性土层,当符合下列条件之一时,可不考虑液化的影响:

① 7~9 度时,地质年代为第四纪晚更新世 (Q_3) 及其以前时,冲洪积形成的密实饱和土。

② 7 度、8 度和 9 度时,粒径小于 0.005 mm 的黏粒含量百分率分别不小于 10%、13% 和 16% 的饱和少黏性土。

对于经初步判别未得到满足,即不能判为不液化时,必须根据下述方法进行液化判别。

8-6-2 砂性土液化的确定性经验判别方法

饱和砂土液化判别一直是土动力特性研究中的主要问题之一。1964年日本新潟地震和美国阿拉斯加地震后,美国伯克利地震工程研究中心(EERC)的Seed和Idriss(1971)^[35]提出了液化判别的“简化方法”,Seed和Tokimatsu等(1985)^[37]、Seed(1986)^[72]对该方法进行改进,是目前普遍接受的方法之一,并仍在不断地改进和完善。Youd和Idriss等(2001)^[38]受美国国家地震工程研究中心(1996),以及美国国家地震工程研究中心和国家自然科学基金委(1998)的联合资助,依据最近10年的研究成果和资料,改进和完善“简化方法”,发表了该研究的总结报告。我国的砂土液化判别研究是和国外同步并独立进行的。根据邢台地震(1966)和通海地震(1970)的砂土液化经验,《工业与民用建筑抗震设计规范》TJ11—74第一次给出了砂土液化经验判别式。海城地震(1975)和唐山地震(1976)对推动砂土和粉土液化研究起了重要作用。这两次地震都发生了大面积的砂土和粉土液化现象,为液化研究提供了前所未有的地震现场。谢君斐(1984)^[73]参照Seed和Idriss的简化分析法,提出了相应的砂土液化判别式;陈国兴和张克绪等(1991)^[74]将该判别式推广到粉土液化判别,并被工程界称为谢君斐-陈国兴判别法,且首次提出了液化综合判别的思想。Seed(1979)^[25]、Ishihara(1993)^[12]先后对液化研究的现状和发展作过全面的综述。

Seed和Idriss(1971)^[35]的“简化方法”和我国《建筑抗震设计规范》的液化判别方法,是两个最有代表性的液化判别方法。我国其他规范的液化判别方法,大多是根据这两个液化判别方法的基本思想发展起来的。为了叙述方便和便于比较,先对这两个最有代表性的方法作较全面的介绍。

1. NCEER 建议的砂土液化判别简化方法

由于Seed和Idriss的“简化方法”在不断地改进。这里,将Youd和Idriss受美国国家地震工程研究中心和国家自然科学基金委的资助,于2001年10月发表的改进后的“简化方法”称为NCEER法^[38]。

1) 地震引起的等效等幅往返应力比 CSR

地震动在土层中引起的等效等幅循环应力比(cyclic stress ratio, CSR)按式(8-40)计算:

$$CSR = \frac{\tau_{sv}}{\sigma_v} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} r_d MSF^{-1} \quad (8-40)$$

式中: σ_v' ——竖向有效上覆压力;

σ_v ——竖向总上覆压力;

τ_{sv} ——地震动在土层中引起的等效等幅循环剪应力;

a_{max} ——地面水平向地震动峰值加速度;

g ——重力加速度;

MSF——震级标定系数。NCEER 建议按表 8-2 确定震级标定系数 MSF 值；对于震级 M_w 小于 7.5 级的情况，NCEER 认为，应允许工程师根据可以接受的风险水平选择合适的 MSF 值；对于震级 M_w 大于 8 级的情况，考虑到现场地震液化资料较少，NCEER 推荐了比较保守的 MSF 值。

表 8-2 震级标定系数 MSF 值

震级 M_w	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5
MSF	2.20~2.8	1.76~2.1	1.44~1.6	1.19~1.25	1.0	0.84	0.72

r_d ——土震剪应力折减系数，定义为

$$r_d = \frac{(\tau_{\max})_{\text{真实的可变型土体}}}{(\tau_{\max})_{\text{刚性土体}}} \quad (8-41)$$

式中：(τ_{\max})_{真实的可变型土体}——地震动引起的土体峰值剪应力；

(τ_{\max})_{刚性土体}——将土体视为刚体时地震动引起的土体峰值剪应力。

Liao 和 Whitman (1986)^[75]将 Seed 和 Idriss (1971)^[35]建议的图 8-54 中的平均线 r_d 按下列公式表示：

对深度 $z \leq 9.15\text{m}$ ；

$$r_d = 1.0 - 0.00765z \quad (8-42a)$$

对深度 $9.15\text{m} < z \leq 23\text{m}$ ；

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad (8-42b)$$

陈国兴和胡庆兴等 (2002)^[71]建议，对深度 $23\text{m} < z \leq 30\text{m}$ ；

$$r_d = 0.757 - 0.00857z \quad (8-42c)$$

2) 以标准贯入击数表示的砂土抗液化强度 CRR

图 8-55 是以震级 M_w 约为 7.5、液化或不液化场地的地震现场考察结果为依据得到的 CSR 和 N_1 关系的散点图。区分液化场地和不液化场地的分界线即为抗液化强度 (cyclic resistance ratio, CRR) 曲线。NCEER 推荐这条 CRR 曲线适用于震级 M_w 约为 7.5 级的地震砂土液化判别。 N_1 是将实测标准贯入锤击数修正到有效上覆压力大约为 100 kPa、落锤能量比或效率为 60% 时的修正标准贯入锤击数。图 8-55 中细粒 (粒径小于 0.0075 mm 的颗粒) 含量百分率小于 5% 的分界线，称之为纯砂土基本曲线，可用下述表达式表示：

$$\text{CRR} = \frac{1}{34 - N_1} + \frac{N_1}{135} + \frac{50}{(10N_1 + 45)^2} - \frac{1}{200} \quad (8-43)$$

另外，图 8-55 中还给出了细粒含量为 15% 和 35% 的两条分界线。显然，细粒含量

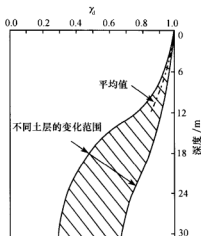
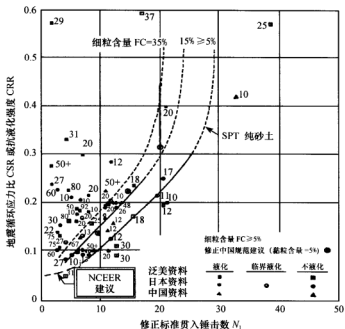


图 8-54 Seed 和 Idriss (1971) 推荐的应力折减系数 r_d ^[35]

图 8-55 以修正标准贯入锤击数 N_1 为指标的液化判别曲线 (NCEER)

越高,土的抗液化强度也越高。为了考虑细粒含量对抗液化强度 CRR 的影响, Idriss 采用 Seed 将含细粒砂土的 N_1 修正为等效纯砂土 $N_{1,cs}$ 的方法, 提出下列修正公式:

$$N_{1,cs} = \alpha + \beta N_1 \quad (8-44)$$

式中: α 、 β ——考虑细粒含量 FC 影响的修正系数, 按下述规定确定:

当 $FC \leq 5\%$ 时:

$$\alpha = 0, \quad \beta = 1.0 \quad (8-45a)$$

当 $5\% < FC < 35\%$ 时:

$$\alpha = e^{1.76 - \frac{120}{FC}}, \quad \beta = 0.99 + \frac{FC^{1.5}}{1000} \quad (8-45b)$$

当 $FC \geq 35\%$ 时:

$$\alpha = 5.0, \quad \beta = 1.2 \quad (8-45c)$$

按上述 α 和 β 值反算的细粒含量为 35% 的砂土的曲线与图 8-55 中给出的分界线基本上是一致的; 而细粒含量为 15% 的砂土的曲线则在图 8-55 中给出的分界线的偏右侧一点。

修正标准贯入锤击数 N_1 与实测标准贯入锤击数 N 的换算关系如下:

$$N_1 = C_N N \quad (8-46)$$

式中: C_N ——标准贯入锤击数的修正系数。

NCEER 建议, 当有效上覆压力 $\sigma'_v < 200$ kPa 时, 修正系数 C_N 按下式计算:

$$C_N = \left(\frac{P_r}{\sigma'_v} \right)^{0.5} \quad (8-47a)$$

当有效上覆压力 $200 \text{ kPa} < \sigma'_v < 300 \text{ kPa}$ 时, 修正系数 C_N 按下式计算:

$$C_N = \frac{2.2}{1.2 + \sigma'_v} \quad (8-47b)$$

当有效上覆压力 $\sigma'_v > 300 \text{ kPa}$ 时, 由于不同研究者建议的修正系数 C_N 的计算公式离散较大, NCEER 未建议相应的计算公式。这里, $P_a = 1 \text{ atm} \approx 100 \text{ kPa}$ 。另外, NCEER 建议, 取 C_N 的最大值等于 1.7。

3) 以剪切波速表示的砂土抗液化强度 CRR

图 8-56 是 Andrus 和 Stokoe (2000) 根据 26 次地震中 70 多个液化或不液化场地的地震现场考察结果得到的 CSR 和修正剪切波速 v_{Sre} 关系的散点图。区分液化场地和不液化场地的分界线即为抗液化强度 CRR 曲线。NCEER 推荐这条 CRR 曲线适用于震级 M_w 约为 7.5 的砂土液化判别。 v_{Sre} 是将实测剪切波速 v_s 修正到有效上覆压力大约为 100 kPa 的修正剪切波速。图 8-56 中的分界线 CRR 曲线可用式 (8-48) 表示。

$$\text{CRR} = 0.022 \left(\frac{v_{\text{Sre}}}{100} \right)^2 + 2.8 \left(\frac{1}{v_{\text{Sl}} - v_{\text{Sre}}} - \frac{1}{v_{\text{Sl}}} \right) \quad (8-48)$$

式中: v_{Sl} ——土层能发生液化的 v_{Sre} 上界极限值。当 $\text{FC} \geq 5\%$ 时取 $v_{\text{Sl}} = 215 \text{ m/s}$; 当 $\text{FC} \geq 35\%$ 时取 $v_{\text{Sl}} = 200 \text{ m/s}$; 当 $5\% < \text{FC} < 35\%$ 时 v_{Sl} 值线性内插。

v_{Sre} 与实测剪切波速 v_s 之间的关系按式 (8-49) 确定。

$$v_{\text{Sre}} = v_s \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25} \quad (8-49)$$

2. 《建筑抗震设计规范》砂土液化判别公式及其改进方法

《建筑抗震设计规范》GB50011—2001 规定: 当初步判别认为需进一步进行液化判别时, 应采用标准贯入试验判别法判别地面下 15 m 深度范围内的液化; 当采用桩基或埋深大于 5 m 的深基础时, 尚应判别 $15 \sim 20 \text{ m}$ 范围内土的液化。当有成熟经验时, 尚可采用其他判别方法。

当饱和砂土或粉土地基满足下式要求时, 可判别为液化。

$$N < N_{cr} \quad (8-50)$$

在地面下 15 m 深度范围内,

$$N_{cr} = N_0 [0.9 + 0.1(d_s - d_w)] \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (8-51a)$$

在地面下 $15 \sim 20 \text{ m}$ 深度范围内,

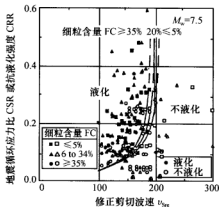


图 8-56 以修正剪切波速 v_{Sre} 为指标的液化判别曲线 (NCEER)

$$N_{cr} = N_0 (2.4 - 0.1d_w) \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (8-51b)$$

式中: N ——饱和土标准贯入锤击数实测值 (未经杆长修正);

N_{cr} ——液化判别标准贯入锤击数临界值;

N_0 ——液化判别标准贯入锤击数基准值, 应按表 8-3 采用。

表 8-3 标准贯入锤击数基准值 N_0

设计地震分组	地震烈度			
	7		8	9
设计基本地震加速度/ g	0.10	0.15	0.20	0.30
设计地震第一组	6	8	10	13
设计地震第二、三组	8	10	12	15

d_s ——饱和土标准贯入点深度 (m);

ρ_c ——黏粒含量百分率, 当小于 3 或为砂土时, 均采用 3。

谢君斐 (1984)^[73] 在修订原《建筑抗震设计规范》GBJ11—89 时, 除了推荐已被该规范采纳的适用于砂土液化判别的判别公式 (8-51a) 外, 曾提出适用于震级 M_L 约为 7.5 的砂土抗液化强度 CRR 的经验公式:

$$CRR = 0.007N_1 + 0.0002N_1^2 \quad (8-52)$$

陈国兴和张克绪等 (1991)^[74] 将式 (8-51a) 推广到粉土, 改写为

$$CRR = (0.007N_1 + 0.0002N_1^2) \left(\frac{3}{\rho_c} \right)^{-0.80} \quad (8-53)$$

目前, 该方法在工程界已得到较广泛的应用, 被称为谢君斐-陈国兴判别法。

在《建筑抗震设计规范》GB50011—2001 中, 砂土液化判别的震动参数是以烈度为指标的; 当地震动参数以水平向地表地震动峰值加速度为指标时, 应用上述规范法将遇到困难。然而, 目前在工程场地地震安全性评价中, 一般给出的正是相应于一定超越概率水平的水平向地表地震动峰值加速度。如果将式 (8-51) 推广应用于给定水平向地表地震动峰值加速度的情况, 则需给出与其相应的 N_0 值。陈国兴和张克绪 (1991, 1992, 1990, 1991)^[74, 76~78] 按照模糊数学原理, 提出在给定的水平向地表地震动峰值加速度 a_m 下按式 (8-54a) 计算确定 N_0 :

$$N_0 = \frac{\sum_{i=1}^3 b_i N_{0i}}{\sum_{i=1}^3 b_i} \quad (8-54a)$$

式中: b_i ——水平向地表地震动峰值加速度 a_m 隶属某一烈度的隶属度, 按式 (8-54b) 确定:

$$b_i = \exp \left[- \left(\frac{a_m - m_i}{C_i} \right)^2 \right] \quad (8-54b)$$

式 (8-54) 中的 N_{0i} 、 m_i 和 C_i 取值见表 8-4, i 等于 1、2、3 分别对应设防烈度 7 度、8 度、9 度。

表 8-4 参数 N_w 、 m_i 和 C_i 值

i	1	2	3
N_w	4.5	11.5	18
m_i/g	0.125	0.25	0.50
C_i/g	0.054	0.108	0.216

注: g 为重力加速度。

该方法已经被纳入《核电厂抗震设计规范》GB50267—97。

《建筑抗震设计规范》GB50011—2001 规定的液化判别式适用于在地面以下 20 m 深度范围内砂土的液化判别。Seed H B 曾假定 $d_s=3$ m 和 $d_w=2$ m, 将 Seed H B 的“简化方法”与原《工业与民用建筑抗震设计规范》TJ11—74 的液化判别公式做过对比, 认为两者差不多。因此, 陈国兴和胡庆兴等 (2002)^[71]假定 $d_w=2$ m, 地下水位以上土的平均重度 $\gamma=20$ kN/m³, 地下水位以下土的平均重度 $\gamma=18.5$ kN/m³, 根据表 8-3 中的设计基本地震加速度 a 和标准贯入锤击数基准值 N_0 的对应关系, 对土层深度 $d_s=3$ m、10 m 和 15 m, 按式 (8-40) 计算地震运动在土层中引起的循环应力比 CSR, 并将式 (8-51a) 计算的液化判别标准贯入锤击数临界值 N_{cr} 按式 (8-46) 转换为修正标准贯入锤击数 N_1 (我国标准贯入试验的落锤能量比或效率约为 60%), 可得到循环应力比 CSR 与液化判别标准贯入锤击数临界值 N_{cr} 的修正值 N_{e1} 的对应关系, 如图 8-57 所示。

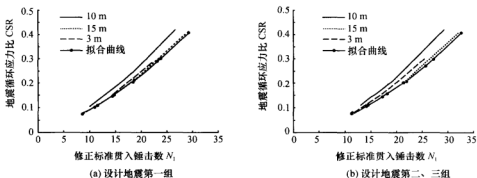


图 8-57 由《建筑抗震设计规范》GB50011—2001 液化判别公式转换得到的抗液化强度 CRR 曲线

据此, 陈国兴和胡庆兴等 (2002)^[71]提出了如下的砂土抗液化强度 CRR 的经验公式: 设计地震第一组:

$$CRR = (0.0067N_1 + 0.00025N_1^2) \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (8-55)$$

设计地震第二、三组:

$$CRR = (0.0036N_1 + 0.000265N_1^2) \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (8-56)$$

根据现有研究成果, 将式 (8-55) 和式 (8-56) 应用到土层深度不大于 20 m 时, 其结果是可信的。

上述拓展使《建筑抗震设计规范》GB50011—2001 液化判别方法能够直接采用工程场地地震安全性评价的结果进行砂土液化判别工作。

3. 陈国兴和张克绪等提出的以不同指标表示的砂土液化判别式^[78]

目前,自由水平场地下饱和砂性土层的液化判别是一个研究较为深入的问题。液化判别一般采用根据场地液化现场调查资料建立起来的经验判别式。从定性上讲,一个好的经验判别式应具有如下条件:①能考虑影响液化的主要因素;②经验判别式具有一定的理论依据,物理意义明确;③经验判别式是在丰富的现场液化资料基础上建立的;④判别液化和不液化都具有相当高的可靠性并彼此相近。

液化势指数 LPI 定义如下:

$$LPI = \frac{R_e}{R_l} \quad (8-57)$$

式中: R_e ——表示饱和砂性土单元受到的地震作用水平;

R_l ——表示土单元的抗液化强度。

若 $LPI \geq 1.0$, 则该土单元可期望发生液化;否则,可期望不发生液化。根据上述要求,建立了以不同指标表示的若干液化判别式,以适用于不同情况的液化判别。现分别介绍如下:

1) 应力比比值法

在该法中,液化势指数定义如下:

$$LPI = \frac{CSR}{CRR} \quad (8-58)$$

地震动在土层中引起的等效等幅循环应力比 CSR 按式 (8-40) 计算,但水平向地面地震动峰值加速度 a 按如下地震动衰减规律确定:

$$a = Be^{C_1 M} (R + \Delta)^{-C_2} \quad (8-59)$$

式中: M ——震级;

R ——震源距,以千米计;

Δ ——考虑近场饱和现象的距离参数;

B 、 C_1 、 C_2 ——待定系数。

式 (8-58) 中的砂土抗液化强度 CRR 按式 (8-60) 计算。

$$CRR = AN_1^{C_3} \rho_c^{C_5} \quad (8-60)$$

式中: N_1 ——修正标准贯入锤击数;

C_4 、 C_5 ——待定系数;

ρ_c ——黏粒含量,当小于 3% 时取 3%。

将式 (8-40)、式 (8-59) 和式 (8-60) 代入式 (8-58), 可得

$$LPI = \frac{e^{C_1 M} (R + \Delta)^{-C_2}}{C_3 N_1^{C_4} \rho_c^{C_5}} \frac{\sigma_z}{\sigma_z'} r_d \quad (8-61)$$

式中: C_1 、 C_2 、 C_3 、 C_4 、 C_5 ——待定系数,可用优化方法确定这些系数的取值。

首先,取 LPI 的对数,可得

$$Z = \lg(\text{LPI}) = \sum_{i=1}^5 C_i x_i + Z_0 \quad (8-62)$$

这里, $x_1 = M$, $x_2 = -\lg(R + \Delta)$, $x_3 = -1$, $x_4 = -\lg N_1$, $x_5 = -\lg \rho_c$, $Z_0 = \lg \left[0.65 r_d \left(\frac{\sigma'_v}{\rho_c} \right) \right]$, 并将 C_3 赋以新值 $\lg C_3$ 。设 $Z^{(1)}$ 为液化场地的 Z 值, $Z^{(2)}$ 为不液化场地的 Z 值。采用下述准则, 即式 (8-62) 中 C_i 的取值应使液化场地的平均值 $\overline{Z^{(1)}}$ 与不液化场地的平均值 $\overline{Z^{(2)}}$ 之差的绝对值尽可能地大, 而使液化场地和不液化场地的 Z 值离差平方和尽可能地小。这个要求可以通过使如下目标函数 G 取最小值来实现:

$$G = \frac{\sum_{P=1}^2 \sum_{L=1}^{n_P} (Z_L^{(P)} - \overline{Z^{(P)}})^2}{(\overline{Z^{(1)}} - \overline{Z^{(2)}})^2} \quad (8-63)$$

式中: P 等于 1 或 2, $P=1$ 代表液化场地, $P=2$ 代表不液化场地; n_P 当 $P=1$ 时为液化场地的数目, $P=2$ 时为不液化场地的数目; 当 $P=1$ 时 $\overline{Z^{(P)}} = \overline{Z^{(1)}}$, 当 $P=2$ 时 $\overline{Z^{(P)}} = \overline{Z^{(2)}}$, $Z_L^{(P)}$ 当 $P=1$ 时为第 L 个液化场地的 Z 值, 当 $P=2$ 时为第 L 个不液化场地的 Z 值。

应用单纯形加速法使函数 G 取最小值, 得到一组优化的 C_i 值。将求得的 C_i 值代入式 (8-62), 并用该式计算表 8-5 中 30 次地震现场液化调查资料中各调查场地的液化势指数 LPI 。现在, 需要确定一个临界液化势指数 LPI_c , 如果一个场地的液化势指数 $\text{LPI} \geq \text{LPI}_c$, 则该场地为液化场地; 如果 $\text{LPI} < \text{LPI}_c$, 则该场地为不液化场地。习惯上, 通常取 $\text{LPI}_c = 1$; 然而, 用上述方法确定出来的 LPI_c 并不等于 1, 这是因为在确定 C_i 时没有考虑 $\text{LPI}_c = 1.0$ 这个约束条件。为了与习惯相一致, 将液化势指数 LPI 赋以新值 LPI/LPI_c 。这样处理只影响 C_3 的取值。

应用 303 例砂土和 326 例粉土现场液化调查资料, 按上述方法求得液化势指数 LPI 的表达式如下:

$$\text{LPI} = \frac{e^{0.3916M(R+35)^{-0.5248}}}{0.652N_1^{0.4880}} \frac{\sigma'_v r_d}{\sigma'_v \rho_c} \left(\frac{3}{\rho_c} \right)^{0.20} \quad (8-64)$$

2) 能量法

Davis 和 Berrill (1982) 提出了一个基于能量概念的液化判别法^[79]。依照 Davis 和 Berrill 的方法, 地震波传到场地的能量密度为

$$E(R) = C_1 10^{1.5M+11.8} (R + \Delta)^{-2} \quad (8-65)$$

到达场地的能量密度部分地在该场地土中耗散掉, 设耗散的能量密度以 $\Delta E(R)$ 表示, 则

$$\Delta E(R) = \eta E(R) \quad (8-66)$$

这里, η 为场地能量耗散系数, 取决于修正标准贯入锤击数 N_1 、有效上覆压力 σ'_v 和土的黏粒含量 ρ_c 。因此, η 的表达式可写成

$$\eta = AN_1^{C_2} \sigma'^{C_3} \left(\frac{3}{\rho_c} \right)^{C_4}$$

显然, 耗散的能量的一部分用于使土中孔隙水压力升高。设孔隙水压力升高为 Δu , 则

$$\Delta u = B \Delta E \quad (8-67)$$

表 8-5 现场液化调查资料

序 号	地 震	时 间	震 级	砂土资料数量		粉土资料数量	
				液化	未液化	液化	未液化
1	中国, 河源	1962	6.4		1		
2	中国, 邢台	1966	6.7	5	2		
3	中国, 邢台	1966	7.2	7			
4	中国, 渤海	1969	7.4	5			
5	中国, 阳江	1969	6.4	3	1		
6	中国, 通海	1970	7.8	15	14		
7	中国, 海城	1975	7.3	7	5		
8	中国, 唐山	1976	7.8	56	36	181	129
9	日本, 御野潜尾张	1891	8.4	11	5	20	2
10	日本, 东南海	1944	8.3		1	5	4
11	日本, 福井	1948	7.3	13	11	5	5
12	日本, 新潟	1964	7.5			36	22
13	日本, 十胜—隐岐	1968	7.8	1	3	12	42
14	日本, 宫城县—隐岐	1978	7.4	37	6		
15	日本, 新潟, 佐渡岛	1802	6.6		2		
16	日本, 新潟, 右志郡	1887	6.1		2		
17	日本, 埃比诺	1963	6.3	6			
18	日本, 横滨	1972	7.3		2		
19	日本, 埼玉	1968	6.1		5		
20	美国, 加利福尼亚, 桑塔—巴巴拉	1925	6.3	2			
21	美国, 加利福尼亚, 旧金山	1971	6.4	2	3		
22	美国, 康考特湾, 旧金山	1955	5.4		1		
23	美国, 康考特湾, 旧金山	1965	4.9		1		
24	美国, 旧金山	1906	8.3	3			
25	美国, 阿拉斯加	1964	8.4	7		8	2
26	美国, 德利城, 旧金山	1957	5.3		34		
27	美国, 埃尔森特罗	1940	7.0	3			
28	加拉加斯	1967	6.3	1			
29	智利	1960	8.4	4	2		
30	土耳其, 盖迪兹	1970	7.1		1		

注: 在国外资料中, 当细粒含量大于 4% 时取作粉土, 占分析所用的粉土总数的 25% 左右。

将 η 值代入 ΔE 表达式中, 将 ΔE 代入 Δu 表达式中, 则得

$$LPI = \frac{\Delta u}{\sigma_v} = C_1 N_1^{C_2} \sigma_v'^{C_3} \left(\frac{3}{\rho_c} \right)^{C_4} e^{3.45M(R+\Delta)^{-2}} \quad (8-68)$$

这里, C_1 被赋予新值 $ABC_1 \times 10^{11.8}$, C_3 被赋予新值 $C_3 - 1$ 。仍采用上述准则来确定参数 C_1 。利用上述 303 例砂土和 326 例粉土现场液化调查资料, 按上述方法确定出孔隙水压力比 $\frac{\Delta u}{\sigma_v}$ 的表达式为

$$LPI = \frac{\Delta u}{\sigma_v} = \frac{e^{3.45M(R+20)^{-2}}}{3750 N_1^{3.51} \sigma_v'^{1.24}} \left(\frac{3}{\rho_c} \right)^{0.86} \quad (8-69)$$

如果 $\frac{\Delta u}{\sigma_v} \geq 1$, 则该场地发生液化; 如果 $\frac{\Delta u}{\sigma_v} < 1$, 则该场地不发生液化。

3) 以静力触探锥尖阻力 q_c 为指标的液化判别式

对于这种情况, 液化势指数 LPI 的定义仍采用式 (8-57) 表示, 其中, 地震动在土层中引起的等效循环应力比 CSR 按式 (8-40) 计算。

陈国兴 (1995)^[70] 利用 5 次地震 ($M_i = 6.6 \sim 7.8$) 中 40 个场地、109 个测点的现场液化资料和 4 个场地、32 个试样的液化试验资料, 建立了 $CRR-q_{CD}$ 关系, 如图 8-58 所示。则 CRR 的表达式如下:

$$CRR = \frac{0.22q_{CD}}{25.5 - q_{CD}} \quad (8-70)$$

式中:

$$q_{CD} = \frac{0.079}{d_{50}} \frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_v}} \quad (8-71)$$

式中: σ'_v 、 q_c ——以 MPa 为单位;

q_{CD} —— q_c 调整到有效上覆压力 $\sigma'_v = 100$ kPa、 $d_{50} = 0.25$ mm 时的修正静力触探锥尖阻力; 如 $d_{50} \geq 0.25$ mm, 取 $d_{50} = 0.25$ mm。

同时, 文献 [70] 指出, 该法只适用于水平地面、15 m 深度内的砂性土层的液化判别, 因为原始资料的深度均不超过 15 m。另外, 图 8-58 还给出了 Seed 按 SPT-N 值与 CPT- q_c 值的统计关系换算的分界线, 可以看出这种换算关系是不可靠的。

4) 以剪切波速 v_s 为指标的粉土液化判别式

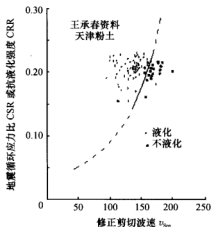


图 8-59 以修正剪切波速 v_{sc} 为指标的液化判别曲线

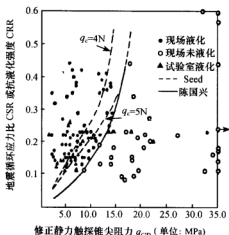


图 8-58 以修正静力触探锥尖阻力 q_{CD} 为指标的液化判别曲线

与标准贯入锤击数相比, 剪切波速是一个具有更明确的力学意义的指标。国内外学者根据地震现场液化调查资料提出了若干以剪切波速为指标的液化判别式。陈国兴和张克绪等 (1996)^[80] 根据王承春提供的唐山地震天津粉土液化资料, 其中液化事例 56 个, 非液化事例 21 个, 建立了地震循环应力比 CSR 与临界修正剪切波速 v_{scr} 关系曲线 (见图 8-59), 该关系曲线可用下式表示:

$$v'_{scr} = 36 + 812CSR - 1113CSR^2 \quad (8-72)$$

式中, CSR 按式 (8-40) 计算。

如果按式 (8-49) 计算的 v_{sc} 满足条件:

$$v_{sc} < v_{scr} \quad (8-73)$$

则判为液化; 否则, 判为不液化。

应指出,以剪切波速为指标的液化判别方法是一个很有前景的方法,但目前以剪切波速为土性指标的地震现场液化调查资料的数量还不够充分,需要继续收集液化调查资料,以发展出一个有充分根据的液化判别方法。

4. 《公路工程抗震设计规范》JTJ004—89 的砂土液化判别方法

《公路工程抗震设计规范》JTJ004—89 中,对地面以下 20 m 深度以浅的砂土和亚砂土,饱和土层的地震液化判别公式如下:

$$N_1 = C_N N \quad (8-74)$$

$$N_{1cr} = \left[11.8 \left(1 + 13.06 \frac{\sigma'_v}{\sigma_v} K_h C_v \right)^{\frac{1}{2}} - 8.09 \right] \xi \quad (8-75)$$

$$\xi = 1 - 0.17 \sqrt{\rho_c} \quad (8-76)$$

式中: C_N ——将实测标准贯入锤击数 N 换算为 $\sigma'_v = 100$ kPa 时的修正标准贯入锤击数 N_1 的换算系数,按表 8-6 取值;

C_v ——地震循环剪应力随深度衰减的折减系数,按表 8-7 取值;

K_h ——水平向地震系数,即 $K_h = \frac{a_{\max}}{g}$, g 为重力加速度, a_{\max} 取 50 年超越概率 10% 的水平向地面地震动峰值加速度;

σ_v ——标准贯入锤点处土的总上覆压力;

σ'_v ——标准贯入锤点处土的有效上覆压力;

ξ ——黏粒含量修正系数;

ρ_c ——黏粒含量百分率;

N_{1cr} ——修正液化临界标贯击数。

表 8-6 换算系数 C_N

σ'_v /kPa	0	20	40	60	80	100	120	140	160	180
C_N	2	1.70	1.46	1.29	1.16	1.05	0.97	0.89	0.83	0.78
σ'_v /kPa	200	220	240	260	280	300	350	400	450	500
C_N	0.72	0.69	0.65	0.60	0.58	0.55	0.49	0.44	0.42	0.40

表 8-7 地震循环剪应力折减系数 C_v

d_s /m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
C_v	0.994	0.991	0.986	0.976	0.965	0.958	0.945	0.935	0.920	0.902
d_s /m	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
C_v	0.884	0.866	0.844	0.822	0.794	0.741	0.691	0.647	0.631	0.612

如果

$$N_1 < N_{1cr} \quad (8-77)$$

则判为液化,否则判为不液化。

5. 石兆吉提出的基于剪切波速的液化判别方法

天津《建筑地基基础设计规范》TBJ1—88, 依据唐山地震液化现场调查资料(石兆吉, 王承春, 1984; 石兆吉, 1986)^[81, 82], 采用下述公式进行液化判别:

$$v_{scr} = v_{so}(d_s - 0.0133d_s^2)^{\frac{1}{2}} \quad (8-78)$$

式中: v_{scr} ——土层液化剪切波速临界值 (m/s);

v_{so} ——液化判别剪切波速基准值, 按表 8-8 取值;

d_s ——波速测试点深度 (m)。

表 8-8 液化判别剪切波速基准值 v_{so} 值

地震烈度	7	8	9
粉土	42	60	84
砂土	63	89	125

如果土层实测剪切波速 v_s (m/s) 满足:

$$v_s < v_{scr} \quad (8-79)$$

则判为液化, 否则判为不液化。

该方法曾纳入《岩土工程勘察规范》GB50021—94, 用于粉土的液化判别。石兆吉剪切波速判别法在工程界得到比较广泛的应用, 在国内有一定的代表性。

8-6-3 深层砂土的液化判别方法

1. 深层砂土液化的可能性^[83]

深层砂土液化问题, 在试验室内表现为高围压下砂土是否存在液化问题。国外曾有多人研究过在高围压下的砂土液化特性, 例如 Lee (1967) 在高达 500~1500 kPa 的围压下进行了动三轴砂土液化试验。Peacock 曾在 200~800 kPa 的竖向固结应力下进行了动单剪砂土液化试验。动三轴试验研究表明, 在高达 500 kPa 以上的固结应力下, 砂土仍然能表现出典型的液化特性, 如振动孔隙水压力的上升值可达到初始有效固结应力。

深层砂土液化宏观资料表明, 7 度区的液化深度可达 15 m, 8 度区可达 17 m, 9 度区可达 20 m 左右。例如, 1975 年海城地震时盘锦辽河化肥厂(地震烈度为 7 度)一根打入地下 17 m 深的空心钢筋混凝土桩孔口处喷砂冒水; 日本的 Ogaki 城在 1891 年 Minno-Owari 8.4 级地震中烈度约为 8 度, 喷砂冒水现象十分严重, 10 m 以浅为砂卵石层, 18 m 以深则为亚黏土, 15~17 m 为细砂, 标准贯入锤击数约为 12~16 锤, 饱和砂土层处于松软状态, 因而判为液化; 在 1971 年美国圣弗南多 6.4 级地震中, 离震中很近的 Jensen 过滤厂的地震烈度约为 9 度, 19.8 m 深处砂层的标准贯入锤击数仅 21 锤, Davis (1982) 和 Yegian (1981) 均认为已发生液化。

2. 深层砂土的液化判别方法

石兆吉和陈国兴 (1990)^[83]根据 10 次地震中的 123 例液化和不液化资料, 包括液化场地 57 例、不液化场地 66 例, 土层深度 10~15 m 为 97 例, 砂层埋深大于 15 m 的

共 26 例 (液化场地 9 例, 不液化场地 17 例), 建立深层砂土判别式如下:

$$N_{cr} = N_0 [1 + 0.1(h_s - 3) - 0.13(h_w - 2)] \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (8-80)$$

虽然资料尚较少, 但初步认为该式对深层液化判别是适宜的。

3. 有效上覆压力对饱和砂土抗液化强度的影响

本质上, 深层砂土的液化判别问题是有有效上覆压力下饱和砂土的液化判别问题。动三轴试验表明, 饱和砂土的抗液化强度随固结应力的增大而提高, 但两者的关系是非线性的。为了考虑固结应力对饱和砂土的抗液化强度 CRR 的影响, Seed (1983) 首先提出将按“简化方法”计算的 CRR 值乘以一个修正系数, 从而将“简化方法”外推到有效上覆压力 $\sigma'_v > 100$ kPa 的较深层土的液化判别。以初始有效固结应力 $\sigma'_c \approx 100$ kPa、循环 20 次引起双幅轴向应变 5% 的抗液化强度 CRR 值为基准, 对不同固结应力下的均等固结动三轴试验得到的抗液化强度 CRR 进行比较, 可得修正系数 K_s 与初始有效固结应力 σ'_c (有效上覆压力 σ'_v) 的关系曲线。一些研究者对修正系数 K_s 与初始有效固结应力 σ'_c 的关系进行了研究 (见图 8-60), Hynes 和 Olsen (1999) 整理和分析了修正系数 K_s 的关系曲线, 并给出了 K_s 的表达式^[38]:

$$K_s = \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right)^{f-1} \quad (8-81)$$

NCEER 建议, 当相对密度 D_r 为 40%~60% 时, 取 $f=0.7\sim0.8$; 当相对密度为 60%~80% 时, 取 $f=0.6\sim0.7$, 如图 8-61 所示。Hynes 和 Olsen 建议将这些关系曲线作为 K_s 最小的或保守的估计值。

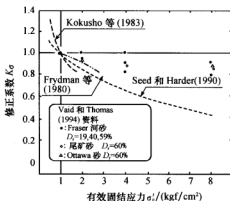


图 8-60 K_s 与 σ'_c 曲线 (Ishihara, 1996)

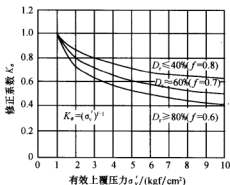


图 8-61 K_s 与 σ'_v 曲线 (Youd 和 Idriss, 2001)

8-7 饱和砂性土液化势的概率分析方法

砂性土的土性指标, 例如以标准贯入锤击数、静力触探锥尖阻力和平均粒径等表示

的物理与力学性能指标,以及以砂性土层埋深和地下水位深度表示的埋藏条件是影响液化势的重要因素。在这些影响因素的量测中,包含很大的不确定性。因此,有必要研究考虑土性及埋藏条件不确定性的液化判别方法。除了砂性土的物理与力学性能指标及埋藏条件的不确定性外,地震动参数的确定具有很大的随机性。地震动参数是影响液化势的重要因素,因此,研究同时考虑土性指标、埋藏条件和地震动参数不确定性的液化判别方法是十分必要的。此外,不论采用何种数学手段建立液化判别式,在液化判别式分界线附近总是存在一个液化与不液化事例混合共存的区带,这说明液化与否的界限是模糊的。因此,在考虑上述不确定性因素的情况下,研究同时考虑液化判别分界线的模糊性的液化判别方法也是很有意义的。

8-7-1 基于场地地震安全性评价结果的场地液化危险性分析方法

1. 场地液化危险性分析的基本原理^[78,84]

液化势指数 LPI 定义如下:

$$LPI = \frac{R_e}{R_l} D \quad (8-82)$$

式中: R_e ——土体受到的地震作用;

R_l ——土体的抗液化强度;

D ——均值等于 1 的随机因子。

当液化势指数 LPI 的均值大于 1 时,饱和砂性土可望发生液化,否则可望不发生液化。液化势指数 LPI 服从对数正态分布,其概率密度函数 $f_{LPI}(x)$ 为

$$f_{LPI}(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)^2\right] \quad (8-83)$$

式中, μ 、 σ 与 LPI 的均值 m_{LPI} 及变异系数 V_{LPI} 之间存在如下关系:

$$\mu = \ln\left(\frac{m_{LPI}}{\sqrt{1+V_{LPI}^2}}\right) \quad (8-84)$$

$$\sigma = \sqrt{\ln(1+V_{LPI}^2)} \quad (8-85)$$

随机变量 LPI 是多变量非线性函数,根据二次矩理论,如果

$$LPI = g(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (8-86)$$

式中: x_i ——影响 LPI 的第 i 个因素。

LPI 的均值 m_{LPI} 和方差 σ_{LPI}^2 可近似表示为

$$m_{LPI} \approx g(m_{x_1}, m_{x_2}, \dots, m_{x_n}) \quad (8-87)$$

$$\sigma_{LPI}^2 \approx \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i}\right)^2 \sigma_{x_i}^2 \quad (8-88)$$

式中: m_{x_i} —— x_i 的均值,其方差 $\sigma_{x_i}^2$ 可由统计给出;

下角标 m ——表示取偏导数在平均值 m_{x_i} 处的值。

采用 8-6 节不同的液化判别指标和判别公式时,由式 (8-84)~式 (8-88) 可得出概率密度函数 $f_{LPI}(x)$ 的具体表达式。这样,在给定地震动作用下发生液化的条件概率

$P(\text{LPI} \geq 1.0 | E)$ 为

$$P(\text{LPI} \geq 1.0 | E) = \int_{1.0}^{+\infty} f_{\text{LPI}}(x) dx \quad (8-89)$$

这样, 根据全概率公式, 在一定基准期内, 饱和砂性土层某一点发生液化的概率为

$$\begin{aligned} P(\text{LPI} \geq 1.0) &= \int_0^{+\infty} P(\text{LPI} \geq 1.0 | Y = Y_0) f_Y(Y) dY \\ &= \int_0^{+\infty} P(\text{LPI} \geq 1.0 | Y = Y_0) dF_Y(Y) \end{aligned} \quad (8-90)$$

式中: $F_Y(Y)$ ——地震烈度或地震动峰值加速度的概率分布函数。

2. 随机地震烈度的概率模型^[85]

在未来一定时期内随机地震烈度的概率分布可表示为

$$F_I(I) = \exp\left[-\frac{t}{T} \left(\frac{12-I}{12-I_g}\right)^k\right] \quad (8-91)$$

式中: t ——时间 (a);

T ——建筑物设计基准期;

I ——随机地震烈度等级 ($I=1, 2, \dots, 12$);

I_g ——给定设计基准期内超越概率为 63% 的地震烈度值 (可为非整数);

k ——拟合的形状参数, 并假定与时间无关。

《中国地震烈度区划图》(1990) 上标明的地震烈度为基本烈度, 即 50 年超越概率 10% 的地震烈度^[85]。另据文献 [86] 的解释, 50 年超越概率 63% 的烈度值可取比基本烈度低 1.5 度。这样, 当采用基本烈度确定形状参数 k 时, 所得结果见表 8-9; 此时, 由式 (8-91) 可得 50 年内随机地震烈度的均值 m_I 、标准差 σ_I 和变异系数 V_I 分别为

$$m_I = 12 - (12 - I_g) \Gamma\left(1 + \frac{1}{k}\right) \quad (8-92)$$

$$\sigma_I = (12 - I_g) \left[\Gamma\left(1 + \frac{2}{k}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{k}\right) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (8-93)$$

$$V_I = \frac{\sigma_I}{m_I} \quad (8-94)$$

式中: $\Gamma(*)$ ——Gamma 函数。

据此求得不同基本烈度下的 m_I , σ_I 和 V_I 值见表 8-9。

表 8-9 不同基本烈度下随机地震烈度的统计表

基本烈度	6	7	8	9
形状参数 k	10.08	8.58	7.07	5.55
均值 m_I	4.86	5.86	6.85	7.84
标准差 σ_I	0.85	0.84	0.86	0.86
变异系数 V_I	0.175	0.143	0.125	0.110

对重大工程场地,当以烈度为指标进行场地地震安全性评价时,可直接从烈度超越概率曲线上确定 50 年超越概率为 63% 和 10% 的对应烈度,并由式 (8-91) 定出 k 值。

3. 地面地震动峰值加速度的概率模型

在未来一定时期内,地面地震动峰值加速度 a 服从极值 II 型的概率分布^[85,87]:

$$F_s(a) = \exp\left[-\frac{t}{T}\left(\frac{a}{a_g}\right)^{-k}\right] \quad (8-95)$$

式中: t ——时间 (年);

T ——设计基准期;对一般建筑物可取 $T=50$ 年;

a_g ——设计基准期内超越概率为 63% 的地面地震动峰值加速度;

k ——拟合的形状参数,假定与时间无关。

因此,地面地震动峰值加速度 a 的均值 m_a 、标准差 σ_a 和变异系数 V_a 分别为

$$m_a = a_g \Gamma\left(1 - \frac{1}{k}\right) \quad (8-96)$$

$$\sigma_a = a_g \left[\Gamma\left(1 - \frac{2}{k}\right) - \Gamma^2\left(1 - \frac{1}{k}\right) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (8-97)$$

$$V_a = \left[\Gamma\left(1 - \frac{2}{k}\right) / \Gamma^2\left(1 - \frac{1}{k}\right) - 1 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (8-98)$$

高小旺等 (1985) 对 45 个城镇的工程场地地震安全性评价资料的统计表明: $m_a = 0.579a_k$, $V_a = 1.176$, 其中 a_k 为对应于 50 年超越概率 10% 的地面地震动峰值加速度 (标准值)。相应地, $k=2.40$, $a_g=0.391a_k$ 。

陈厚群等 (1993) 对 23 个重大水利水电工程的场地地震安全性评价资料的统计表明: $k=2.27$, $a_g=0.371a_k$, $V_a=1.461$, 其中 a_k 为对应于 100 年超越概率 10% 的地面地震动峰值加速度 (标准值)。

对一般工程场地,可依据《中国地震动参数区划图》确定工程场地的地面峰值加速度,将其作为地面地震动峰值加速度标准值 a_k 。取 $V_a=1.25$ (略小于上述 1.176 和 1.461 的加权平均值),则由式 (8-98) 可得 $k=2.36$;相应地, $a_g=0.385a_k$, $m_a=0.596a_k$ 。因此,地面地震动峰值加速度的概率分布可表示为^[85]

$$F_s(a) = \exp\left[-\frac{t}{T}\left(\frac{a}{0.385a_k}\right)^{-2.36}\right] \quad (8-99)$$

对重大工程场地,可将工程场地地震安全性评价给出的 50 年 (或 100 年) 超越概率 63% 和 10% 的地面地震动峰值加速度值作为 a_g 和 a_k ,并由式 (8-97) 定出 k 值,据此可确定该工程场地的地面地震动峰值加速度概率分布函数。

8-7-2 场地液化危险性的模糊随机概率分析^[88,89]

场地液化势指数 LPI 所有可能的取值构成一个集合,即论域,记为 V 。

$$V = \{LPI \mid LPI \in R\} \quad (8-100)$$

这里, \mathbf{R} 为正实数集合。对一批地震液化现场调查资料按某一液化判别方法逐一进行液化判别, 显然, 隶属于“液化场地”和隶属于“不液化场地”的液化势指数 LPI 值均构成 \mathbf{V} 的一个子集, 隶属于“液化场地”和“不液化场地”这两个子集的边界具有模糊性, 它们被称为模糊子集, 分别记为 $\underline{\mathbf{A}}$ 和 $\underline{\mathbf{B}}$ 。由于 $\underline{\mathbf{A}}$ 和 $\underline{\mathbf{B}}$ 之间没有明确的界限, \mathbf{V} 的任一组成元素 (任一 LPI 值) 既隶属于 $\underline{\mathbf{A}}$, 也隶属于 $\underline{\mathbf{B}}$ 。研究模糊子集, 主要是研究它的组成元素的隶属函数 $\mu_{\underline{\mathbf{A}}}(\text{LPI})$ 和 $\mu_{\underline{\mathbf{B}}}(\text{LPI})$, 显然, $\mu_{\underline{\mathbf{B}}}(\text{LPI}) = 1 - \mu_{\underline{\mathbf{A}}}(\text{LPI})$ 。

根据文献 [88], 当液化势指数 $\text{LPI} < 0.4$ 时, 该场地几乎完全不可能属于“液化场地”这个模糊子集 $\underline{\mathbf{A}}$; 当液化势指数 $\text{LPI} > 1.6$ 时, 该场地几乎肯定属于“液化场地”这个模糊子集 $\underline{\mathbf{A}}$; 而 LPI 与 1.0 相差无几时, 则隶属于 $\underline{\mathbf{A}}$ 的可能性约为 50%。据此, 建立场地液化势指数的隶属函数 $\mu_{\underline{\mathbf{A}}}(\text{LPI})$:

$$\mu_{\underline{\mathbf{A}}}(x) = \begin{cases} 1.0 & x > 1.6 \\ \frac{1}{2} \sin\left(\frac{x-1.0}{1.2}\pi\right) + \frac{1}{2} & 0.4 \leq x \leq 1.6 \\ 0 & x < 0.4 \end{cases} \quad (8-101)$$

这里, $\mu_{\underline{\mathbf{A}}}(x)$ 的意义是液化势指数 LPI 取值 x 时, 该场地隶属于“液化场地”这一模糊子集 $\underline{\mathbf{A}}$ 的程度。

这样, 根据模糊概率论, 在已知地震动水平 E 下某场地隶属于“液化场地”这个模糊子集 $\underline{\mathbf{A}}$ 的模糊概率 $P(\underline{\mathbf{A}}|E)$ 为

$$P(\underline{\mathbf{A}}|E) = \int_0^{+\infty} \mu_{\underline{\mathbf{A}}}(x) f_{\text{LPI}}(x) dx \quad (8-102)$$

式中: $f_{\text{LPI}}(x)$ ——液化势指数 LPI 的概率密度函数。

如果场地在未来 t 年中所遇到的随机地震动是以烈度为指标的, 则该场地隶属于“液化场地”这个模糊子集 $\underline{\mathbf{A}}$ 的模糊概率 $P(\underline{\mathbf{A}})$ 可表示为

$$P(\underline{\mathbf{A}}) = \sum_{i=1}^9 P(\underline{\mathbf{A}} | I_j = j) P(I_j) \quad (8-103)$$

式中: $P(I_j)$ ——发生等级 I_j 的模糊烈度概率。

地震烈度作为地震动强烈程度的综合尺度, 在本质上只能是连续变化的, 每一个确定性的烈度等级 I_j ($j=1, 2, \dots, 12$) 都是闭区间 $[0, 12]$ 上的一个子集 I_j , 称之为模糊烈度。模糊烈度等级 I_j 的隶属函数可取为

$$\mu_{I_j}(I) = \frac{1}{2} \sin\left(I - I_j + \frac{1}{2}\right)\pi + \frac{1}{2} \quad (8-104)$$

式中: $I \in [I_j - 1, I_j + 1]$, I_j ($j=1, 2, \dots, 12$) 为 I_j 的等级序号即数 j 。

根据模糊测度的概率测度准则, 发生等级 I_j 的模糊烈度 I_j 的概率为

$$P(I_j) = \int_{I_j-1}^{I_j+1} \mu_{I_j}(I) dF(I) \quad (8-105)$$

根据表 8-6 中形状参数 k 值, 求得不同基本烈度下发生等级 I_j 的模糊烈度 I_j 的概率 $P(I_j)$ 见表 8-10。

表 8-10 不同基本烈度下发生模糊烈度 I_f 的概率 $P(I_f)$

基本烈度 I_0	模糊烈度 I_f				
	$\leq I_0 - 2$	$I_0 - 1$	I_0	$I_0 + 1$	$\geq I_0 + 2$
6	0.36953 (≤ 4)	0.41302 (5)	0.17163 (6)	0.03940 (7)	0.00642 (≥ 8)
7	0.36971 (≤ 5)	0.41121 (6)	0.17436 (7)	0.03917 (8)	0.00555 (≥ 9)
8	0.36995 (≤ 6)	0.40837 (7)	0.17644 (8)	0.03883 (9)	0.00442 (≥ 10)
9	0.37026 (≤ 7)	0.40373 (8)	0.18506 (9)	0.03810 (10)	0.00286 (≥ 11)

注：括弧中数字为模糊烈度等级 I_f 。

作为一种替代途径, $P(I_f)$ 也可采用式 (8-106) 近似估算:

$$P(I_f) \approx F_I(I_f + 0.5) - F_I(I_f - 0.5) \quad (8-106)$$

如果场地在未来 t 年中所遇到的随机地震动是以地面峰值加速度 a 为指标的, 则该场地隶属于“液化场地”这个模糊子集 \underline{A} 的模糊概率 $P(\underline{A})$ 可表示为

$$P(\underline{A}) = \int_0^{+\infty} P(\underline{A} | a) dF_s(a) \quad (8-107)$$

式中: $P(\underline{A} | a)$ ——已知地面地震动峰值加速度下某场地隶属于“液化场地”这个模糊子集 \underline{A} 的模糊概率, 按式 (8-102) 计算;

$F_s(a)$ ——地面地震动峰值加速度的概率分布函数, 按式 (8-99) 确定。

由式 (8-103) 和式 (8-107) 可以看到, 场地液化势的模糊随机概率分析方法能够综合考虑场地条件的随机不确定性、液化判别界线的模糊性和预测烈度的模糊随机性的影响。

8-7-3 基于地震地质环境条件的场地液化危险性简化分析方法^[87]

在工程场地地震安全性评价工作中, 一般采用式 (1-1) 的震级-频度关系。当采用上述震级频度关系时, 若不考虑震级上限 M_u , 仅考虑震级下限 M_0 , 则可以得到地震震级不小于 M 的地震发生概率为

$$F(M) = 1 - e^{-\beta(M-M_0)} \quad (8-108)$$

设某一地区未来地震的发生可视为泊松事件, 发生震级 $M \geq M_0$ 的地震事件具有年发生率 ν , 每发生一次地震使工程场地的地面地震动峰值加速度 $A \geq a$ 的概率为 $P(A \geq a)$, 则 $A \geq a$ 的事件也为泊松事件, 且年发生率为 $\nu P(A \geq a)$ 。据此, 根据泊松过程的假定, 一年内使工程场地 $A \geq a$ 的概率为

$$P_{1\text{年}}(A \geq a) = 1 - \exp[-\nu P(A \geq a)] \quad (8-109)$$

则一年内 $A < a$ 的积累概率分布为

$$F_{1\text{年}}(a) = 1 - P_{1\text{年}}(A \geq a) = \exp[-\nu P(A \geq a)] \quad (8-110)$$

假设各年间场地的地面地震动峰值加速度 a 统计独立, 且各年的年超越概率保持不变, 则任意 t 年内 $A < a$ 的积累概率分布为

$$F_t(a) = [F_{1\text{年}}(a)]^t = \exp[-t\nu P(A \geq a)] \quad (8-111)$$

因为

$$\begin{aligned} P(A \geq a) &= \iint_{RM} P(A \geq a | M, R = r) f(M, R = r) f_1(r) dM dr \\ &= \int_R P(A \geq a | R = r) f_1(r) dr \end{aligned} \quad (8-112)$$

式中: $P(A \geq a | R = r)$ ——在距工程场地 r 处发生震级不小于 M 的地震、使工程场地 $A \geq a$ 的概率;

$f_1(r)$ ——震源区带震源距的概率密度函数。

在工程场地地震安全性评价工作中,经常采用下述形式的地面地震动峰值加速度衰减规律:

$$A = b_1 e^{b_2 M} R^{-b_3} e^{-b_4 R} \quad (8-113)$$

式中: b_1 、 b_2 、 b_3 、 b_4 ——常数;

M ——震级;

R ——震源距。

式 (8-113) 可改写为

$$M = \frac{\ln A + b_3 \ln R + b_4 R - \ln b_1}{b_2} \quad (8-114)$$

显然

$$P = (A \geq a | R = r) = P(b_1 e^{b_2 M} R^{-b_3} e^{-b_4 R} \geq a | R = r)$$

设 R 与 M 独立无关, 则

$$\begin{aligned} P(A \geq a | R = r) &= P\left(M \geq \frac{\ln a + b_3 \ln r + b_4 r - \ln b_1}{b_2}\right) \\ &= 1 - F\left(\frac{\ln a + b_3 \ln r + b_4 r - \ln b_1}{b_2}\right) \end{aligned} \quad (8-115)$$

将式 (8-108) 代入式 (8-115), 再将式 (8-115) 代入式 (8-112), 得到

$$P(A \geq a) = \alpha_1 \alpha_2 a^{-\frac{\beta}{b_2}} \quad (8-116)$$

式中:

$$\alpha_1 = \exp\left[\beta\left(\frac{\ln b_1}{b_2} + M_0\right)\right] \quad (8-117)$$

$$\alpha_2 = \int_R f_1(r) \exp\left[-\beta\left(\frac{b_3 \ln r + b_4 r}{b_2}\right)\right] dr \quad (8-118)$$

结合式 (8-116) 与式 (8-110) 得

$$F_t(a) = \exp(-t \nu \alpha_1 \alpha_2 a^{-\frac{\beta}{b_2}}) \quad (8-119)$$

与冈贝尔极值 II 型分布

$$F(y) = \exp\left[-\left(\frac{\mu}{y}\right)^a\right] \quad (8-120)$$

相比较, 可知任意 t 年内地面峰值加速度的概率分布符合极值 II 型分布。

当采用 8-6 节不同的液化判别指标和判别公式时, 液化势指数 LPI 的概率密度函数表

达式 (8-83) 的具体公式将有所不同。当液化势指数 $LPI \geq 1$ 时, 可期望发生液化, 反之, 则可期望不发生液化。假设液化势指数 LPI 的概率分布为对数正态分布, 其密度函数为 $f_{LPI}(x)$, 则在已知地面地震动峰值加速度下饱和砂土层发生液化的条件概率为

$$P(LPI \geq 1.0 | a) = \int_{1.0}^{\infty} f_{LPI}(x) dx \quad (8-121)$$

根据全概率定理, 未来任意 t 年内饱和砂土层发生液化的概率为

$$P_t(LPI > 1.0) = \int_0^{\infty} P(LPI \geq 1.0 | a) dF_t(a) \quad (8-122)$$

式中: $F_t(a)$ ——未来 t 年内工程场地的地面地震动峰值加速度 a 的概率分布函数。

8-7-4 砂性土液化势概率分析的 EERC 法

Seed 和 Cetin 等 (2003, 2004)^[90,91] 应用概率模型考虑多种因素的影响, 提出了砂性土液化势概率分析的一个新方法, 这里称为 EERC (美国伯克利地震工程研究中心) 法。EERC 法进行了四个方面的改进和完善工作:

(1) 收集和补充了自 1984 年以来发生的 203 个可靠的地震液化现场资料, 并对工程场地的地面地震动峰值加速度、土层地震震往返应力比 CSR 和各参数的影响及参数不确定性的评估方法进行了改进。

(2) 对土层地震剪应力折减系数 r_d 的估算方法进行改进, 将其作为震级 M_w 、地面地震动峰值加速度 a_{max} 、土层深度 z 和土层刚度 (剪切波速) 的函数, 体现在以下几个方面:

- ① 以更多的场地地震反应分析案例 (2153 个) 为基础。
- ② 以选自 50 个地震现场液化或不液化场地的真实场地剖面为基础。
- ③ 场地地震反应分析采用一组非常平稳的输入地震动。
- ④ 补充和综合了震源、地震动强度和场地刚度的影响。
- ⑤ 估算的土层地震剪应力折减系数 r_d 值在平均意义上更精确。

EERC 法中按下述公式计算 r_d 值:

当土层深度 $z < 20$ m 时:

$$r_d = \frac{1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{max} + 0.999M_w + 0.0525v_{eq}}{16.258 + 0.201\exp[0.341(-z + 0.0785v_{eq} + 7.586)]}{-23.013 - 2.949a_{max} + 0.999M_w + 0.0525v_{eq}}}{1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{max} + 0.999M_w + 0.0525v_{eq}}{16.258 + 0.201\exp[0.341(0.0785v_{eq} + 7.586)]}} \pm \sigma(z) \quad (8-123a)$$

当土层深度 $z = 20 \sim 30$ m 时:

$$r_d = \frac{1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{max} + 0.999M_w + 0.0525v_{eq}}{16.258 + 0.201\exp[0.341(-20 + 0.0785v_{eq} + 7.586)]}{-23.013 - 2.949a_{max} + 0.999M_w + 0.0525v_{eq}}}{1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{max} + 0.999M_w + 0.0525v_{eq}}{16.258 + 0.201\exp[0.341(0.0785v_{eq} + 7.586)]}} - 0.0046(z - 20) \pm \sigma(z) \quad (8-123b)$$

式中: z ——土层深度 (m);

v_{eq} ——地面下 12 m 范围内的场地等效剪切波速 (m/s);

a_{\max} ——地面地震动峰值加速度，以重力加速度 g 为单位；

$\sigma(z)$ ——标准差，按下式确定：

$$\sigma(z) = 0.0198d^{0.8500} \quad z < 12\text{m} \quad (8-124a)$$

$$\sigma(z) = 0.0198 \times 12^{0.8500} = 0.1637 \quad z \geq 12\text{m} \quad (8-124b)$$

(3) 按补充后的液化和不液化场地资料，提出细粒含量百分率 FC 对修正标准贯入锤击数 $N_{1,cs}$ 的修正公式：

$$N_{1,cs} = C_{\text{FINES}} N_1 \quad (8-125)$$

$$C_{\text{FINES}} = 1 + 0.004FC + 0.05 \frac{FC}{N_1} \quad (5\% \leq FC \leq 35\%) \quad (8-126)$$

当细粒含量百分率 $FC < 5\%$ 时，取 $FC = 0$ ；当 $FC \geq 35\%$ 时，取 $FC = 35$ 。

饱和砂土层的液化概率 P_1 与抗液化强度 CRR 的经验关系按下列公式确定：

$$CRR = \exp \left[\frac{N_{1,cs} - 29.53 \ln M_w + 2.70 \Phi^{-1}(P_1) - 3.70 \ln(\sigma'_v/P_a) + 16.85}{13.32} \right] \quad (8-127)$$

$$P_1 = \Phi \left[- \frac{N_{1,cs} - 13.32 \ln(CSR) - 29.53 \ln M_w - 3.70 \ln(\sigma'_v/P_a) + 16.85}{2.70} \right] \quad (8-128)$$

式中： P_a ——大气压力；

$\Phi(\cdot)$ ——标准正态分布函数；

$\Phi^{-1}(\cdot)$ ——标准正态分布函数的反函数。

图 8-62 为震级 $M_w \approx 7.5$ 、不同液化概率 P_1 的临界地震循环应力比 CSR 或抗液化强度 CRR 与考虑细粒含量影响的修正标准贯入锤击数 $N_{1,cs}$ 的关系曲线。

(4) 震级 M_w 对地震循环应力比 CSR 的影响仍采用震级标定系数 MSF 表示，但其取值与 NCEER 建议的 MSF 值有所不同，如图 8-63 所示；为方便应用，由图 8-63 可读取 MSF 值如表 8-11 所示。

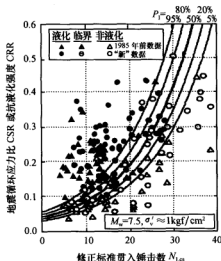


图 8-62 EERC 法的液化概率判别曲线

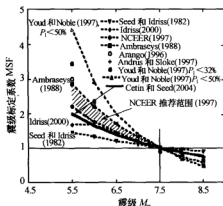


图 8-63 不同研究者建议的震级标定系数 MSF 值

表 8-11 EERC 建议的震级标定系数 MSF 值

震级 M_w	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5
MSF	2.00	1.65	1.40	1.15	1.00	0.85	0.70

8-8 基于神经网络模型的饱和砂性土液化势判别方法

由于影响砂土液化的因素很多,且各影响因素与砂土液化势之间呈高度的非线性关系,近年来很多学者采用人工神经网络来建立砂土液化预测模型。人工神经网络是在研究生物神经系统启发下发展起来的一种信息处理方法,在处理信息十分复杂、背景知识不清楚、推理规则不明确的问题,以及在解决非线性问题方面,显示出其独特的优越性。由于它是靠过去的经验来学习,不需要设计任何数学模型,因此它非常适用于处理像饱和砂性土液化判别这类非线性问题。用神经网络模型预测砂性土液化势的方法是一种经验方法,它不需要中间步骤就可以把主要的输入直接映射到输出。

8-8-1 基于 RBF 神经网络模型的砂土液化概率判别方法^[92,93]

1. RBF 神经网络模型的设计

为了合理地描述地震动参数、土性参数与砂土液化势之间的复杂映射关系,必须建立一种能够全面考虑砂土液化势各影响因素的神经网络模型。

神经网络模型预测砂土液化势的方法是一种经验方法,它用基于历史资料的经验来预测未来砂土液化事件的发生规律。所以,神经网络模型采用的学习样本必须要有代表性,且有足够数量。这里,取国内外 25 次大地震中 344 个场地的饱和砂土实测资料^[73,94]作为样本,其中液化场地 206 个,非液化场地 138 个。

神经网络工具箱是在 MATLAB 环境下开发出来的许多工具箱之一。它以神经网络理论为基础,用 MATLAB 语言构造出典型神经网络的激活函数,如: S 型、线性、饱和和线性等激活函数,使设计者对所选定网络输出的计算,变成对激活函数的调用。另外,根据各种典型的修正网络权值的规则,加上网络的训练过程,在 MATLAB 环境下编写出各种网络权值训练的子程序,可直接调用,非常方便。

常用的神经网络模型有误差反向传播 BP (back propagation) 模型和径向基函数 RBF (radial basis function) 模型。BP 神经网络模型用于函数逼近时,权值的调节采用负梯度下降法,这种调节权值的方法有它的局限性,存在着收敛速度慢和局部极小等缺点;而 RBF 神经网络模型无论在逼近能力、分类能力和学习速度等方面均优于 BP 神经网络模型。RBF 神经网络模型由三层组成,其模型结构如图 8-64 所示。输入层节点只是将输入信号传递到隐层,隐层节点通常是由基函数构成,而输出层节点通常是简单的线性函数。隐层节点中的基函数对输入信号在局

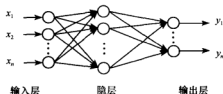


图 8-64 RBF 神经网络模型

部产生影响,当输入信号靠近基函数的中央范围时,隐层节点将产生较大的输出。这种网络具有局部逼近能力。

隐层基函数通常采用高斯基函数:

$$u_j = \exp \left[-\frac{(\mathbf{X} - \mathbf{C}_j)^T (\mathbf{X} - \mathbf{C}_j)}{2\sigma_j^2} \right] \quad j = 1, 2, \dots, N_h \quad (8-129)$$

式中: u_j ——第 j 个隐层节点的输出;

\mathbf{X} ——输入样本向量, $\mathbf{X} = (x_1, x_2, \dots, x_n)^T$;

\mathbf{C}_j ——输入向量的中心值;

σ_j ——输入向量的标准化常数;

N_h ——隐层节点数;

T——矩阵转置。

由式 (8-129) 可知,节点的输出范围在 0 和 1 之间,且输入样本愈靠近基函数的中心值,输出值愈大。采用高斯基函数有如下优点:① 形式简单;② 径向对称;③ 光滑性好,存在任意阶导数。

RBF 神经网络模型的输出为隐层节点输出的线性组合:

$$y_i = \sum_{j=1}^{N_h} w_{ij} u_j - \theta = \mathbf{W}_i^T \mathbf{U} \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (8-130)$$

式中:

$$\mathbf{W}_i = (w_{i1}, w_{i2}, \dots, w_{iN_h}, -\theta)^T, \quad \mathbf{U} = (u_1, u_2, \dots, u_{N_h}, 1)^T$$

RBF 神经网络模型的学习过程分为两个阶段。第一阶段,根据所有的输入样本决定隐层各节点的高斯基函数的中心值 \mathbf{C}_j 和标准化常数 σ_j ; 第二阶段,在决定了隐层的参数后,根据样本,利用最小二乘原则,求出输出层的权值向量 \mathbf{W}_i 和阈值 θ 。有时在完成第二阶段的学习后,再根据样本信号,同时校正隐层和输出层的参数,以进一步提高神经网络的精度。

2. 基于 RBF 神经网络模型的饱和砂土液化极限状态函数

地震动在饱和砂土层中引起的等效等幅循环应力比 CSR 按 Seed 经验公式 (8-40) 计算;饱和砂土的抗液化强度 CRR 主要取决于砂土的密实度 (可用 SPT-N 值表示)、上覆土层压力 (σ_v 或 σ'_v)、水平向地面地震动峰值加速度、震级等。因此,饱和砂土的液化势函数可表示为

$$L = f(N, \sigma_v, \sigma'_v, a, M) \quad (8-131)$$

为了方便,采用折算加速度 A_M 来考虑水平向地面地震动峰值加速度和震级的影响,通过震级标定系数 MSF 将震级正规化到 7.5 级:

$$A_M = \frac{a_{\max}}{g} \text{MSF}^{-1} \quad (8-132)$$

这样,神经网络输入层共有 N_1 、 σ_v 、 σ'_v 和 A_M 4 个输入神经元,利用 RBF 神经网络

模型工具箱中的概率神经网络 newpnn 算法对样本进行学习和检验,其输出元素为整数,较为直观。设输出神经元为 1 或 2,输出 1 表示液化,输出 2 表示非液化。采用 CSR- N_1 二维空间曲线表示地震时饱和和砂土的极限状态函数。Juang 和 Chen 等 (2000)^[95] 确定饱和和砂土液化极限状态函数的方法是对液化或非液化数据改变其决定液化势走向的任一变量 (如折算加速度 A_M) ,利用训练好的人工神经网络模型,检查它们的状态是否由一种状态 (液化或非液化) 转化为另一状态,通过该变量的增减来确定状态转变的临界点 (见图 8-65)。例如:对液化点 A,不断地减小变量 A_M 值 (即减少地震循环应力) 使其变为未液化,或对非液化点 B,不断的增大变量 A_M 值使其变为液化,找出其状态改变时的 CSR 临界值。对上述 344 个场地实测资料数据点的 CSR 临界值和 N_1 进行曲线拟合,可得到饱和和砂土液化极限状态曲线或抗液化强度临界曲线 (critical cyclic resistance ratio, CRR_{cr}) :

$$CRR_{cr} = 0.03 + 0.005N_1 + 0.0002N_1^2 \quad (8-133)$$

将式 (8-133) 表示的饱和和砂土液化极限状态曲线和 344 组饱和和砂土液化实测资料数据点示于图 8-66。从该图可以看出,该饱和和砂土液化极限状态曲线对液化和未液化数据做了较好的分类。

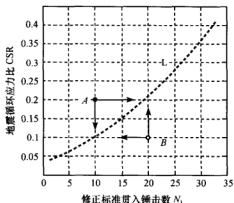


图 8-65 求极限状态曲线示意图

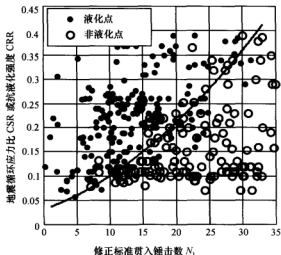


图 8-66 饱和和砂土液化极限状态曲线

3. 饱和砂土液化势概率评价函数

饱和砂性土的抗液化安全系数定义为

$$F_s = \frac{CRR_{cr}}{CSR} \quad (8-134)$$

式中: CRR_{cr} ——饱和砂性土的抗液化强度临界值, 采用式 (8-133) 计算。

对上述 344 组饱和砂土实测数据, 按式 (8-134) 计算得出液化场地组与非液化场地组的抗液化安全系数直方图如图 8-67 所示, 经统计分析得出饱和砂土液化和非液化的概率密度函数 $f_l(F_s)$ 和 $f_{nl}(F_s)$ 如下:

$$f_l(F_s) = \frac{1}{F_s \sqrt{2\pi\sigma_l^2}} \exp\left\{-\frac{[\ln(F_s) - \mu_l]^2}{2\sigma_l^2}\right\} \quad (8-135a)$$

$$f_{nl}(F_s) = \frac{1}{F_s \sqrt{2\pi\sigma_{nl}^2}} \exp\left\{-\frac{[\ln(F_s) - \mu_{nl}]^2}{2\sigma_{nl}^2}\right\} \quad (8-135b)$$

式中: $\mu_l = -0.4627$, $\sigma_l = 0.443$, $\mu_{nl} = 0.4507$, $\sigma_{nl} = 0.4753$ 。

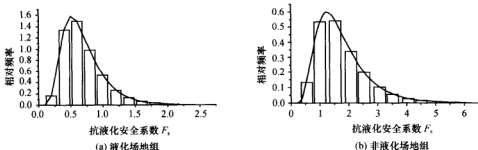


图 8-67 抗液化安全系数分布图

根据概率论的基本概念, 若样本足够大, 则给定抗液化安全系数下饱和砂土液化概率 P_l 为

$$P_l = \frac{f_l(F_s)}{f_l(F_s) + f_{nl}(F_s)} \quad (8-136)$$

利用式 (8-134)~式 (8-136) 计算出 344 组实测数据的液化概率 P_l , 绘制 (F_s, P_l) 散点图, 如图 8-68 所示, 其拟合曲线可用式 (8-137) 表示。

$$P_l = \frac{1}{1 + F_s^{4.297}} \quad (8-137)$$

从理论上讲, 当抗液化安全系数等于 1 时发生或不发生液化的概率均为 50%。但由于所选样本的合理性、代表性及抗液化安全系数计算方法等人为因素的影响, 很难用经验公式准确地计算出处于液化临界状态时的概率。

变换式 (8-134) 和式 (8-137), 得到不同液化概率 P_l 下的砂土抗液化强度曲线:

$$CRR = \left(\frac{P_l}{1 - P_l}\right)^{0.233} CRR_{cr} \quad (8-138a)$$

或

$$\text{CRR} = \left(\frac{P_1}{1-P_1} \right)^{0.233} \times (0.03 + 0.005N_1 + 0.0002N_1^2) \quad (8-138b)$$

图 8-69 给出了不同概率的饱和砂土抗液化强度 CRR 曲线及 344 组液化场地和非液化场地的散点图。

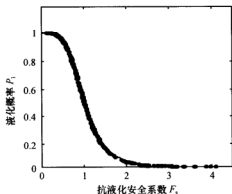


图 8-68 液化概率 P_1 与抗液化安全系数 F_s 关系曲线

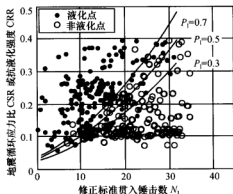


图 8-69 不同概率水平 P_1 下的饱和砂土抗液化强度曲线

4. 饱和砂土液化势概率评价标准

为了工程实用、方便的目的，建议按液化概率水平将饱和砂土液化势分为三个等级，其建议标准如表 8-12 所示。根据工程的重要性，确定一个可接受的液化概率水平 P_1 ，利用式 (8-138) 给出具有概率意义的砂土液化判别标准。饱和砂土的液化概率估计与液化概率判别是不同的概念。前者是给出场地发生砂土液化的概率，以便根据工程的重要性等因素作出相应的决策；后者是在预先设定的概率水平下判别场地是否会发生砂土液化。

表 8-12 饱和砂土液化概率判别标准

液化概率水平	抗液化安全系数	液化势评价
$0.0 \leq P_1 < 0.30$	$F_s \geq 1.2$	不液化
$0.30 \leq P_1 < 0.70$	$0.81 < F_s < 1.2$	可能液化
$0.70 \leq P_1 < 1.0$	$F_s \leq 0.81$	液化

8-8-2 基于 BP 神经网络模型的饱和砂土液化判别方法

1. BP 神经网络的构造

BP 神经网络具有很强的非线性映射及自学习能力，可以广泛应用于函数逼近、模式识别、分类和数据压缩，其构造是一单向传播的多层前向网络，学习算法包括正向计算和误差反向传播两个过程。BP 算法是一种简单的最快下降静态寻优算法，权值的调

节采用负梯度下降法。在实际应用中,这种算法很难胜任。这里采用优化的快速 BP 算法和 L-M 算法。

快速 BP 算法采用动量法和学习率自适应调整两种策略,从而提高了学习速率并增加了算法的可靠性。动量法降低了网络对于误差曲面局部细节的敏感性,有效地抑制了网络陷于局部极小;自适应调整学习率有利于缩短学习时间。调整后的权值的变化等于上次权值的变化与这次由 BP 准则引起的变化之和,这样可将动量加到 BP 学习中,上次权值变化的影响可由动量常数来调节,其数学表达式为

$$\Delta w(i, j) = m_c \Delta w(i, j) + (1 - m_c) l_c d(i) p(j) \quad (8-139)$$

式中: p ——网络层的输入矢量;

d —— δ 矢量 (每个隐层的误差导数);

l_c ——学习速率;

m_c ——动量常数;

Δw ——权值变化矩阵。

由式 (8-139) 可知,当动量常数为 0 时,说明权值的变化仅由梯度决定。当动量常数为 1 时,说明新的权值的变化仅等于上次权值变化,而忽略梯度项。

L-M (Levenberg-Marquardt) 算法要比快速 BP 算法使用的梯度下降法快得多,但它需要更多的内存。式 (8-140) 是更新参数的 L-M 规则:

$$\Delta w = (J^T J + \mu I)^{-1} J^T e \quad (8-140)$$

式中: J ——误差矢量到权值矢量导数的雅可比矩阵;

μ ——系数;

I ——单位矩阵;

e ——误差矢量。

系数 μ 确定学习算法是根据牛顿法还是梯度法来完成,随着 μ 的增大, L-M 算法中的项 $J^T J$ 可以忽略。因此学习过程主要根据梯度下降,即 $\mu^{-1} J^T e$ 项。只要迭代使误差增加, μ 也就会增加,直到误差不再增加为止,但是,如果 μ 太大,则会使学习停止 (因 $\mu^{-1} J^T e$ 接近于 0), 当已经找到最小误差时,就会出现这种情况,这也是为什么当 μ 达到最小值时要停止学习的原因。

2. 神经网络的结构

如何选取神经网络的隐层数和节点数,还没有确切的方法和理论,通常是通过学习样本和检验样本的误差交叉评价的试错法选取。这里,快速 BP 算法和 LM 算法的 BP 神经网络模型都采用三层前向网络结构,包括输入层、隐层和输出层。如果隐层节点数太少,局部极小就多,即不能识别从前没有看到过的样本,容错性差;而隐层节点数太多,局部极小就少,可以改善网络与训练结果的准确度,但会降低网络的概括能力。因此,神经网络隐层节点数的选取应综合考虑准确度和概括能力,通过试算选取接近 $2n+1$ (n 是输入节点数) 个节点且液化判别成功率最高的节点数。

BP 神经网络的传递函数采用 S 型的双曲正切函数和纯线性函数。纯线性函数为其

输入输出之间简单的比例关系。神经网络输入层节点数根据输入变量的个数来取值,输出层节点数为1,输出0表示非液化,输出1表示液化。在实际应用中,当检验样本实际输出与期望输出误差小于0.1时(不同误差值的选取会导致不同的检验样本成功率),可认为检验样本结果与实际情况一致,即实际输出值在0.9~1.0范围内为液化,输出值在-0.1~0.1范围内为非液化,其他范围认为与实际情况存在偏差。这样就存在三种判别结果:与实际一致、与实际相反、与实际存在偏差,把与实际相反和与实际存在偏差的两种判别结果都认为与实际不符。快速BP算法网络训练时,设定显示间隔次数为10,最大循环次数为 1×10^6 ,目标误差为0.01,学习速率为0.01,学习速率的增加率为1.05,学习速率的减小率为0.7,动量常数为0.9,最大误差率为0.7。L-M算法训练时,设定显示间隔次数为10,最大循环次数为5000,目标误差为0.01,最小梯度为0.0001, μ 的初始值为0.001,其增加系数为10,减小系数为0.1,最大值为 1×10^{10} 。

3. 饱和砂土液化势评价的原始资料

选用的原始数据资料来源于《唐山地震砂土液化现场勘察资料研究报告》^[94]。理论上这些勘察数据资料都可以用于构成学习样本,但由于各种复杂因素的影响,某些数据之间存在矛盾,即这些数据与总体数据的规律不符,或不同因素的勘察数据资料样本数相差悬殊,掩盖了某些因素的真实作用的大小,从而使得样本训练达不到预期的目的。因此,采用LVQ模式分类神经网络对数据资料进行分类。LVQ模式分类神经网络是一种自组织竞争人工神经网络,以无教师示教的方式进行神经网络训练,能够从输入信息中找出规律,并且根据这些规律来相应地调整神经网络,使得期望输出与之相适应。利用LVQ模式分类神经网络从所有数据中选取合理的数据作为总体样本,这些数据资料在各地震烈度区的分布情况见表8-13。选取84个场地的305组勘察数据资料,其中训练样本150组,包括液化点89个,非液化点61个,用来训练神经网络;检验样本155组,包括液化点78个,非液化点77个,用来检验所建神经网络模型的正确性。为了说明问题,这里给出了32组勘察数据资料的神经网络学习与预测结果,其中,学习样本16组,测试样本16组。在32组勘察数据资料中,场地液化和非液化各16组。

表 8-13 唐山地震液化资料实测数据的分布情况

地震烈度		7	8	9	10	总 计
场地数/个		29	26	17	12	84
勘察数据资料/组	场地液化	34	52	71	10	167
	场地非液化	32	37	26	43	138

4. 饱和砂土液化判别输入变量的选取

理论研究和宏观调查表明,影响饱和砂土液化发生及发展的因素很多,主要由砂土自身的物理属性、环境条件和地震动特性决定。研究证明,砂土的密度、颗粒粒径、级配及形状、砂土层埋深、地下水位、上覆非液化黏性土覆盖层厚度、土层结构、地质年代、地貌单元及地震动强度、持续时间、频谱特性等因素对饱和砂土液化均有不同程度

的影响。表征这些因素的指标在砂土液化判别神经网络模型中被称为输入变量。一般来说,只要选择的变量确实是有影响的,增多变量可以提高液化判别效果,不过输入变量的增多,会使液化判别模型的计算变得复杂,同时应用时要增加试验工作量,而且还由于输入变量间的非独立性,可能导致在神经网络计算中精度下降或出现病态现象,使液化判别效果反而变差。因此,应对饱和和砂土的液化影响较大、有较强分辨能力的变量作为砂土液化判别模型的输入变量;同时,应避免在同一个液化判别函数中重复出现性质类似的变量;此外,选择的输入变量应该是一般工程中容易确定的。

基于对 BP 神经网络模型的认识,选取描述地震动特性的地震烈度 (I)、震中距 (D)、水平向地面地震动峰值加速度 (a) 和描述饱和和砂土层埋藏环境条件的地下水位 (d_w)、土层深度 (d_s)、地表非液化覆盖土层厚度 (H_0)、有效上覆压力 (σ'_v),以及描述砂土自身属性的标准贯入锤击数 (N)、平均粒径 (d_{50})、不均匀系数 (C_u)、修正标准贯入锤击数 (N_1) 等三类 11 个指标的不同组合作为输入变量,采用快速 BP 算法和 LM 算法构造饱和和砂土液化判别的 BP 神经网络模型,通过对输入样本的训练及测试,讨论两种 BP 算法的神经网络在饱和和砂土液化预测中的准确度,探讨各输入影响因素的组合对 BP 神经网络模型液化判别成功率的影响,寻求一种饱和和砂土液化判别正确率高的神经网络模型。理论上讲,如果能够计算出训练后神经网络的 11 个输入变量对输出结果的影响程度,即单个判别因素对液化势的贡献率,就可依据单个判别因素的贡献率选取重要的输入参数来构造神经网络。很多学者也试图利用 BP 神经网络的权值来解释输入变量对输出结果的影响程度。事实上,这种算法认为输入变量对输出结果的影响完全可由作用于这一输入的神经网络权值来决定,而忽略了神经网络阈值对输出结果的影响,导致计算结果会存在很大的偏差。目前,对于这样一种从输入到输出的复杂非线性系统问题,还没有能利用神经网络的权值和阈值来计算单个因素贡献率的方法。基于这样的认识,采用不同神经网络模型的饱和和砂土液化判别成功率的大小来判断单个因素对饱和和砂土液化势的影响程度,当然这些神经网络模型的建立在理论上是合理的。根据以往的工程实践经验,采用标准贯入锤击数、地下水位、土层深度(标贯点深度)、上覆非液化土层厚度和地震烈度这五个变量作为影响饱和和砂土液化势的基本变量,在此基础上增加或减少不同的变量,通过研究不同变量组合的 14 个 BP 神经网络模型的液化判别成功率来确定各影响因素的重要性,如表 8-13 所示。模型 M4 采用与《建筑抗震设计规范》砂土液化判别公式相同的四个基本指标;模型 M5a-M6b 和 M7a 以 N 、 d_w 、 d_s 、 H_0 为 4 个基本变量,研究变量 I 、 D 、 a 及其不同组合对判别结果的影响;模型 M6c-M6f 以 I 、 d_w 、 d_s 、 H_0 为 5 个基本变量,研究变量 d_{50} 、 C_u 、 σ'_v 、 N_1 对判别结果的影响;模型 M7b 研究在 5 个基本变量的基础上增加变量 d_{50} 、 C_u 对判别结果的影响;模型 M7c 研究在 5 个基本变量的基础上增加变量 σ'_v 、 N_1 对判别结果的影响。

5. 各种 BP 神经网络模型的评价^[96]

表 8-14 给出了输入变量不同的 14 个 BP 神经网络模型 LM 算法的砂土液化判别成功率;表 8-15 和表 8-16 分别给出了部分学习样本(16 组)和测试样本(16 组)采用 BP 神经网络模型的快速 BP 算法与 LM 算法得到的砂土液化判别结果。

表 8-14 不同输入变量的 BP 神经网络模型与液化判别结果 (L-M 算法)

模 型	输入变量	隐层节点数	学习样本误差总数	检验样本误差总数	总判别成功率/%
M11	$I, D, a, N, d_w, d_s, H_0, d_{50}, C_u, \sigma'_v, N_1$	21/24	0	15	90.32
M4	I, N, d_w, d_s	8	0	11	92.90
M5a	I, N, d_w, d_s, H_0	12	0	9	94.19
M5b	D, N, d_w, d_s, H_0	12	0	7	95.48
M5c	a, N, d_w, d_s, H_0	11	0	12	92.26
M6a	I, D, N, d_w, d_s, H_0	12	0	13	91.61
M6b	I, a, N, d_w, d_s, H_0	13	0	12	92.26
M6c	$I, N, d_w, d_s, H_0, d_{50}$	15	0	11	92.90
M6d	I, N, d_w, d_s, H_0, C_u	13	0	10	93.55
M6e	$I, N, d_w, d_s, H_0, \sigma'_v$	12	0	8	94.84
M6f	I, N, d_w, d_s, H_0, N_1	13	0	11	92.90
M7a	$I, D, a, N, d_w, d_s, H_0$	15	0	12	92.26
M7b	$I, N, d_w, d_s, H_0, d_{50}, C_u$	15	0	12	92.26
M7c	$I, N, d_w, d_s, H_0, \sigma'_v, N_1$	16	0	11	92.90

由此可见:

(1) 表 8-14 所建的 14 个神经网络模型都有很高的预测准确度, 其预测准确度与神经网络模型的输入变量的不同组合有关, 说明这些神经网络模型是有效的。隐层节点数目并没有一定的变化规律, 但基本上集中在 $2n+1$ (n 为输入节点数) 节点数附近。

(2) 增加神经网络模型的节点数并不一定能够提高砂土液化判别准确度, 反而增加了神经网络模型的复杂性和学习时间。由于 BP 神经网络计算属于不涉及内在机理的模糊识别法, 根据各神经网络模型预测砂土液化的可信度, 可以分析饱和砂土液化的主要影响因素, 从而寻求一种简单、合理、预测液化准确度较高的砂土液化判别神经网络模型。由表 8-14 看出:

① 地震动特性方面: 模型 M5a、M5b、M5c、M6a、M6b、M7a 主要反映了 I 、 D 、 a 对砂土液化的影响。采用震中距 D 时效果最好, 其次是地震烈度 I 、加速度 a 及三者之间的不同组合相对较差。考虑到实际应用的方便及获取参数容易程度, 建议采用地震烈度 I 作为砂土液化判别的指标。

② 砂土层埋藏环境方面: 由于 d_s 和 d_w 是影响砂土液化的主要因素, 所建模型都考虑了这两者的影响; 除模型 M4 外, 其他模型都考虑了 H_0 的影响, 比较 M4 和 M5a 可以看出, H_0 是影响砂土液化的一个重要因素; M6e、M7c 表明 σ'_v 也是一个有影响的指标, 而其本身又包含 d_s 和 d_w 的影响。

③ 砂土自身属性方面: 考虑到 N 是工程实践中容易获取的指标, 且本身反映了砂土层的承载能力、密实度、软硬程度等, 因此, 所建模型都把 N 作为液化判别的主要指标。M6c、M6d 分别考虑了 d_{50} 和 C_u 的影响, M7b 考虑了两者共同作用时的影响, 反映了土的颗粒级配情况, 某种程度上也反映了土的排水条件和土体的抗剪强度。可以看出, 两者是影响砂土液化的次要因素; M6f 主要是在 M5a 基础上考虑了 N_1 的影响; M7c 是在 M6e 的基础上增加 N_1 的影响。结果表明, 增加 N_1 反而降低了砂土液化预测的准确度。

(3) 从表 8-15 和表 8-16 中看出, 两种算法的 BP 神经网络模型都有很高砂土液化预测的准确度。当采用输入参变量为 11 个时, 模型 M11 的 L-M 算法只需 7 s、经过 16 次循环就可达到所要求的总误差 0.01, 而快速 BP 算法则需历时 8 h 40 min、585174 次循环才能达到要求, 这表明 L-M 算法要比快速 BP 算法的计算效率高得多, 但 LM 算法在计算过程中需要更多的内存。

表 8-15 神经网络模型判别砂土液化的部分学习样本与预测结果

序号	I	D/km	a/g	N/击	d_w/m	d_s/m	H_0/m	d_{50}/mm	C_u	σ'_v/kPa	$N_i/击$	实测值	快速 BP 算法		L-M 算法	
													计算值	判别结果	计算值	判别结果
1	7	70.00	0.10	2.0	0.850	1.80	0.000	0.145	8.500	23.85	1.422	液	1.0039	液	1.0000	液
2	7	82.20	0.10	9.0	1.100	6.30	1.100	0.140	2.800	66.60	3.309	液	1.0035	液	0.9999	液
3	8	116.40	0.20	13.0	1.600	7.80	1.600	0.100	1.750	84.60	3.740	液	0.9900	液	0.9999	液
4	8	65.30	0.20	4.0	2.500	2.30	2.000	0.150	2.220	43.20	2.050	液	0.9975	液	0.9999	液
5	8	44.00	0.20	15.0	0.750	6.30	2.700	0.073	1.480	63.45	5.759	液	1.0075	液	0.9999	液
6	9	22.00	0.40	14.6	0.430	4.62	0.000	0.273	1.980	45.45	7.239	液	1.0023	液	1.0000	液
7	9	15.00	0.40	14.0	1.250	1.80	0.000	0.150	2.300	27.45	9.298	液	0.9953	液	0.9997	液
8	9	13.00	0.40	17.0	1.300	2.55	1.800	0.100	1.250	34.65	9.966	液	1.0120	液	0.9997	液
9	9	9.00	0.40	8.5	1.450	4.65	1.450	0.049	5.100	54.90	3.675	液	1.0043	液	1.0000	液
10	7	117.0	0.10	14.0	3.510	12.40	4.000	0.320	3.270	143.19	1.564	非	0.0010	非	-0.0006	液
11	7	42.00	0.10	52.0	0.650	13.80	5.450	0.076	1.610	130.05	7.484	非	0.0011	非	-0.0001	非
12	8	116.0	0.20	23.0	3.300	10.70	6.800	0.175	2.310	126.00	3.554	非	-0.0048	非	0.0000	非
13	9	14.00	0.40	52.0	5.060	6.42	1.630	0.180	2.440	103.32	11.485	非	-0.0017	非	-0.0001	非
14	9	9.60	0.40	32.0	3.500	7.35	1.500	0.220	3.850	97.65	7.672	非	0.0024	非	-0.0001	非
15	10	4.40	0.80	38.0	3.000	6.30	3.150	0.295	5.890	83.70	11.07	非	0.0007	非	-0.0002	非
16	10	10.40	0.80	48.0	1.700	19.74	6.000	0.230	2.840	192.96	0.575	非	0.0010	非	-0.0000	非

注: “液”表示判别结果为液化, “非”表示判别结果为非液化, “g”为重力加速度。

表 8-16 神经网络模型判别砂土液化的部分测试样本与预测结果

序号	I	D/km	a/g	N/击	d_w/m	d_s/m	H_0/m	d_{50}/mm	C_u	σ'_v/kPa	$N_i/击$	实测值	快速 BP 算法		L-M 算法	
													计算值	判别结果	计算值	判别结果
1	7	81.80	0.10	11.0	1.400	1.80	1.40	0.14	2.00	28.80	7.129	液	0.9838	液	0.9993	液
2	8	117.4	0.20	11.0	0.500	5.65	0.50	0.14	2.27	55.35	4.726	液	0.9895	液	1.0001	液
3	8	45.00	0.20	14.0	1.100	6.30	1.00	0.22	2.00	66.60	5.148	液	1.0031	液	1.0000	液
4	9	22.00	0.40	22.2	1.150	4.50	0.65	0.24	2.08	50.85	10.17	液	1.0202	液	0.9999	液
5	9	15.00	0.40	23.5	1.250	4.80	0.00	0.17	1.72	54.45	10.22	液	1.0225	液	1.0000	液
6	9	13.00	0.40	16.5	1.300	3.60	1.80	0.19	2.20	44.10	8.342	液	0.9956	液	0.9999	液
7	9	9.00	0.40	5.0	1.450	5.40	1.45	0.055	5.60	61.65	1.968	液	1.0410	液	1.0000	液
8	7	117.0	0.10	15.0	2.000	8.00	4.00	0.195	2.26	90.00	4.005	非	0.9371	相反	1.0052	相反
9	7	90.60	0.1	14.0	2.50	10.25	0.00	0.31	2.50	114.75	2.601	非	0.3072	偏差	0.9627	相反
10	8	70.60	0.2	17.0	2.30	9.30	5.70	0.45	1.48	104.4	3.696	非	0.2523	偏差	0.1443	偏差
11	8	116.0	0.2	15.0	3.30	9.90	6.80	0.125	3.44	118.8	2.613	非	0.0176	非	0.1051	偏差
12	9	14.00	0.4	107.0	5.06	9.35	1.63	0.18	2.11	129.69	15.499	非	0.0044	非	-0.0009	非
13	9	11.00	0.4	28.0	4.50	6.80	0.00	0.16	2.10	101.7	6.332	非	0.0952	非	-0.0001	非
14	10	4.40	0.8	36.0	3.00	4.80	3.15	0.16	2.20	70.20	12.604	非	0.1365	偏差	0.0119	非
15	10	8.00	0.8	32.0	1.50	10.30	1.80	0.067	9.70	106.2	6.774	非	0.0341	非	0.0042	非
16	10	10.40	0.8	12.0	1.70	18.46	6.00	0.30	2.46	181.44	0.391	非	0.3937	偏差	-0.1633	偏差

注: “液”表示判别结果为液化, “非”表示判别结果为非液化。

(4) 从所建模型的计算结果来看,学习样本的预测结果都与实测结果一致,检验样本中场地液化样本的预测结果都与实测结果一致,而实测结果不一致的样本点都为场地非液化点,这表明采用上述神经网络模型的权值与阈值实现其他预测样本的液化判别时,判别结果可能偏于保守;也可能所谓的“场地非液化点”事实上是“场地液化点”,因埋深较深,地面无液化迹象而将其作为“场地非液化点”了。

(5) 总体来看,从影响饱和砂土液化的主要因素、获取主要影响因素的难易程度来看,采用 M4 神经网络模型即可达到很高的砂土液化预测准确度;当采用 5 个输入变量的神经网络模型时,采用 M5a 神经网络模型较好。

8-9 场地液化势的综合判别

地震时砂土和粉土液化所引起的灾难性破坏,促使人们对地震液化问题进行深入的研究。目前,已建立了很多液化判别式,但是,关于这些判别式预测结果的可靠性研究还很少。因此,对不同判别式的预测结果进行可靠性研究,针对在不同条件下选择适宜的液化判别式是有意义的。一个液化判别式预测结果的可靠性可通过检验现场的液化调查资料来确定,同时,需要定义一个表示可靠性的定量指标。为此,陈国兴和张克绪等(1991)^[74]提出以液化预测可信度作为评价液化判别方法可靠性的定量指标。

目前,在工程实践中有许多液化判别式可供选用,不同的方法所采用的地震动参数和土性指标及其埋藏条件是不一样的,而且每种方法都只利用了部分有效信息。因此,采用多种液化判别方法进行场地液化势的综合评价是比较客观的,也是必要的。陈国兴和张克绪等(1991)^[74]明确提出了场地液化势综合判别的思想,并提出了以液化判别方法的可信度作为权系数的液化势综合概率判别法。

8-9-1 现场液化调查资料

基于经验的液化判别式的建立依赖于现场液化调查资料的积累,其可靠性首先取决于所依据资料的数量和质量。选取表 8-5 所示国内外 30 次地震、303 例砂土和 401 例粉土现场液化调查资料及文献 [73, 94] 提供的国内外 25 次大地震、344 个场地的实测资料作为样本,以研究砂性土液化判别方法的可靠性。

8-9-2 液化判别方法可靠性的度量^[74]

把现场液化调查资料视为具有 K 个事件的样本,其中液化事件为 $K_{\cdot 1}$ 个,未液化事件为 $K_{\cdot 2}$ 个。显然

$$K_{\cdot 1} + K_{\cdot 2} = K \quad (8-141)$$

如果用一个基于经验的液化判别式对这些事件作一预测,则可能出现四种情况:现场液化事件被预测为液化,个数为 K_{11} ;现场不液化事件被预测为液化,个数为 K_{12} ;现场液化事件被预测为不液化,个数为 K_{21} ;现场不液化事件被预测为不液化,个数为 K_{22} 。设以 K_1 表示被预测为液化事件的个数,以 K_2 表示被预测为不液化事

件的个数, 则

$$K_{1.} + K_{2.} = K \quad (8-142)$$

$$K_{11} + K_{12} = K_{1.} \quad (8-143)$$

$$K_{21} + K_{22} = K_{2.} \quad (8-144)$$

那么, 液化预测与现场调查结果之间关系如表 8-17 所示。可以看出:

$$K_{11} + K_{21} = K_{.1} \quad (8-145)$$

$$K_{12} + K_{22} = K_{.2} \quad (8-146)$$

表 8-17 液化预测与现场液化调查结果之间的关系

		现场液化调查		
		液化	不液化	
液化预测	液化	$K_{11}(f_{11})$	$K_{12}(f_{12})$	$K_{1.}(f_{1.})$
	不液化	$K_{21}(f_{21})$	$K_{22}(f_{22})$	$K_{2.}(f_{2.})$
		$K_{.1}(f_{.1})$	$K_{.2}(f_{.2})$	

各种预测结果的相对频率 f_{ij} 可表示为

$$f_{ij} = \frac{K_{ij}}{K} \quad (i, j = 1, 2) \quad (8-147)$$

如以 $f_{.j}$ 、 $f_{i.}$ 表示边缘频率, 则

$$f_{.j} = \sum_{i=1}^2 f_{ij} \quad (8-148)$$

$$f_{i.} = \sum_{j=1}^2 f_{ij} \quad (8-149)$$

当 K 足够大时, 相对频率 f_{ij} 可视为发生的概率。这样, 表 8-17 中的 K_{ij} 可用 f_{ij} 代替。从表 8-17 可见, 总共做出 $K_{1.}$ 次液化预测, 其中 K_{11} 次是正确的, 即可信的。因此, 液化预测的可信度 CONF_1 和预测不液化的可信度 CONF_{nl} 可由下列公式定义:

$$\text{CONF}_1 = \frac{K_{11}}{K_{1.}} = \frac{f_{11}}{f_{1.}} \quad (8-150)$$

$$\text{CONF}_{\text{nl}} = \frac{K_{22}}{K_{2.}} = \frac{f_{22}}{f_{2.}} \quad (8-151)$$

从统计意义上讲, 预测的可信度是预期将来发生的某种事件, 例如液化或不液化可期望发生的概率。在工程实践中, 人们感兴趣的是预测将来某一场地发生液化的可能性和其预测结果的可靠程度。因此, 采用可信度概念是符合这一目的的。

利用上述 30 次地震、303 例砂土和 401 例粉土液化调查资料及 25 次地震、344 例砂土液化调查资料对部分液化判别方法的可靠性进行了研究, 如表 8-18 和表 8-19 所示。根据前面所述, 可信度 CONF_1 和 CONF_{nl} 越大并且两者越接近, 该判别法的可靠性越好。按此原则, 由表 8-18 和表 8-19 可得出如下结论:

表 8-18 不同判别方法对砂土液化判别的可靠性

液化判别式	CONF _l	CONF _d	备 注
抗震规范判别法, 式 (8-51a)	0.9216	0.7677	30 次地震、303 例砂土液化调查资料
应力比比值法, 式 (8-64)	0.7791	0.8288	
能量法, 式 (8-69)	0.8061	0.8696	
深层砂土液化判别法, 式 (8-80)	0.8977	0.7955	
NCEER 判别法, 式 (8-43)	0.854	0.8500	25 次地震、344 例砂土液化调查资料
谢君斐-陈国兴判别法, 式 (8-53)	0.8940	0.8270	
RBF 神经网络模型判别法, 式 (8-138)	0.904	0.8120	

表 8-19 不同判别方法对粉土液化判别的可靠性

液化判别式	CONF _l	CONF _d	备 注
抗震规范判别法, 式 (8-51a)	0.8837	0.8602	30 次地震、401 例粉土液化调查资料
谢君斐-陈国兴判别法, 式 (8-53)	0.8834	0.8933	
应力比比值法, 式 (8-64)	0.9554	0.9020	
能量法, 式 (8-69)	0.9556	0.8974	
深层砂土液化判别法, 式 (8-80)	0.8865	0.9244	

(1) 应力比比值法、能量法、深层砂土液化判别法、抗震规范判别法、谢君斐-陈国兴判别法、NCEER 判别法、RBF 神经网络模型判别法, 均具有较高的可靠性, 可用于砂土和粉土的液化判别; 但抗震规范判别法判别砂土不液化的可信度 CONF_d 较低, 是偏于危险的。

(2) 总体而言, 对于砂土和粉土液化判别, 抗震规范判别法和深层砂土液化判别法不失为一个好的判别式。当地震作用以烈度表示时, 用这两个方法进行场地液化判别较为简便。

(3) 应力比比值法和能量法的地震动强度以震级和震中距表示, 特别适用于根据地震环境作场地液化危险性分析。

(4) 在谢君斐-陈国兴判别法和 RBF 神经网络模型判别法中, 地震动强度以水平向地面峰值加速度表示, 可直接采用工程场地地震安全性评价工作给出的水平向地面地震动峰值加速度及其概率分布进行场地液化危险分析。

8-9-3 场地液化势的综合判别^[74,78]

在重大工程的场地液化判别中, 工程师通常采用具有行业特征的某抗震设计规范砂土液化判别方法进行场地液化判别, 有时也结合室内动三轴液化试验结果, 对场地液化势做出评价。

事实上, 当采用我国不同抗震设计规范的砂土液化判别方法或国内外其他有代表性的液化判别方法用于同一重大工程的场地液化判别时, 对场地液化势的评价结果通常有一些差异, 有时会得到相反的结论。鉴于场地液化势评价的复杂性, 结合砂土液化的理论研究与实践, 陈国兴提出了场地液化势综合判别的两种途径。

一是场地液化势的确定性综合判别法。采用我国不同抗震设计规范的砂土液化判别方法、国内外有代表性的液化判别方法、有限元数值分析法等多种方法逐一一对同一重大

工程场地进行液化判别,并结合代表性土样的动三轴液化试验结果,依据各液化判别方法的建立背景、自己的经验和对各液化判别方法的理解与信任,对场地液化势做出综合性评价,并将各土层的液化势分为三个等级:液化、可能液化和不液化。

这种综合判别法可以充分利用不同指标的地震动参数和土性指标,从而使场地液化势综合评价结果的可信度较高。确定性综合判别法先后已在苏(州)-(南)通长江大桥、南京长江二桥、南京长江三桥、南京长江四桥、泰州长江大桥、宁波象山港大桥和苏州轻轨一、二号线的场地液化判别中得到成功应用,并解决了苏通长江大桥、泰州长江大桥、宁波象山港大桥和南京长江四桥场地地下 15~30 m 饱和砂土层液化势的评价问题。

二是场地液化势的概率综合判别法。假如共用 n 种方法进行了液化判别, $P_{i,j}$ 为第 i 种方法求得的场地液化概率, $CONF_{i,j}$ 为 i 种方法判别为液化场地的可信度,则多种方法综合判别的液化概率按式 (8-152) 确定:

$$P_i = \frac{\sum_{j=1}^n P_{i,j} CONF_{i,j}}{\sum_{j=1}^n CONF_{i,j}} \quad (8-152)$$

概率综合判别法的特点是,能在现有认识水平上充分利用影响砂性土液化各因素的信息并对信息的不确定性作出定量的处理;随着地震现场液化资料的积累,采用的液化判别方法可以增加,已采用的方法可以进一步完善,使预测场地液化的可信度 $CONF_i$ 能在概率意义上代表该方法液化预测结果的可靠性水平;以可信度为权系数,其实质是根据各液化预测方法的可靠性赋予相应的权系数,这就有效地模拟了根据不同专家的权威和水平对不同专家的意见用相应的权重来定量给出专家意见的思想,使结论更加可靠和合理。

参考文献

- [1] 吴世明,徐枚在. 土动力学现状与发展 [J]. 岩土工程学报, 1998, (3): 125-131.
- [2] 谢定义. 饱和砂土液化的若干问题 [J]. 岩土工程学报, 1992, (3): 90-98.
- [3] Seed H B, Idriss I M, Arango I. Evaluation of liquefaction potential using field performance data [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1983, (3): 458-482.
- [4] Seed H B, Lee K L. Liquefaction of saturated sand during cyclic loading [J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1966, (6): 105-134.
- [5] Casagrande A. Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fill [J]. Journal of Boston Society of Civil Engineering, 1936: 257-276.
- [6] 汪闻韶. 土的动强度和液化特性 [M]. 北京: 中国电力出版社, 1997.
- [7] Casagrande A. Liquefaction and cyclic deformation of sands, a critical review [A]//Proceedings of the 5th Pan-American Conference On Soil Mechanics and Foundation Engineering [C]. Buenos Aires, Argentinian, 1975.
- [8] Castro G. Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands [J]. Journal of Geotechnical Engi-

- neering, ASCE, 1975, (6): 551—569.
- [9] Castro G, Poulos S J. Factors affecting liquefaction and cyclic mobility [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1977, (6): 501—516.
- [10] Poulos S J, Castro G, France J W. Liquefaction evaluation procedure [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1985, (6): 772—791.
- [11] Castro G, Seed R B, Keller T O. Steady-state strength analysis of lower San Fernando dam slide [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1992, (3): 406—427.
- [12] Ishihara K. Liquefaction and flow failure during earthquake [J]. Geotechnique, 1993, (3): 351—415.
- [13] Bazier M H, Dobry R. Residual strength and large-deformation potential of loose silty sands [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1995, (12): 896—906.
- [14] 汪闻韶. 土工抗震研究进展 [J]. 岩土工程学报. 1993, (6): 80—82.
- [15] Huang W X. Investigation on stability of saturated soil foundation and slope against liquefaction [A]//Proceedings of the 5th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering [C]. 1961.
- [16] 刘颖, 谢君斐, 等. 砂土震动液化 [M]. 北京: 地震出版社, 1984.
- [17] Peacock W H, Seed H B. Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions [J]. Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 1968, (3): 689—708.
- [18] Finn W D L, Bransby P L, Pickering D J. Effect of strain history on liquefaction of sands [J]. Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 1970, (6): 1917—1934.
- [19] Seed H B, Peacock W H. Test procedure for measuring soil liquefaction characteristics [J]. Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 1971, (8): 1099—1119.
- [20] Yoshimi Y. Liquefaction of saturated sand during vibration under quasi-plane-strain conditions [A]//Proceedings of the 3rd Japan Earthquake Engineering Symposium [C]. Tokyo, Japan, 1970.
- [21] Yoshimi Y, Oh-oka H. A ring torsion apparatus for simple shear tests [A]//Proceedings of the 8th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering [C]. Moscow, USSR, 1973.
- [22] Ishibashi I, Sherif M A. Soil liquefaction by torsional simple shear device [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1974, (8): 871—888.
- [23] Prakash S, Mathur J N. Liquefaction of fine sand under dynamic loads [A]//Proceedings of the 5th Symposium of the Civil and Hydraulic Engineering Departments [C]. Indian Institute of Science, Bangalore, India, 1965.
- [24] Fiegel G L, Kutter B L. liquefaction mechanism for layered soils [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1994, (4): 737—755.
- [25] Seed H B. Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1979, (2): 201—255.
- [26] Martin G B, Finn W D L, Seed H B. Fundamentals of liquefaction under cyclic loading [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1975, (5): 423—438.
- [27] Seed H B, Martin G R, Lysmer J. Pore water pressure changes during soil liquefaction [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1976, (4): 327—346.
- [28] Finn W D L. Liquefaction potential developments since 1976 [A]//Proceedings of International

- Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics [C]. 1981; 655—681.
- [29] Lee K L, Focht J A. Liquefaction potential at Ekofisk Tank in North Sea [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1975, (1): 1—18.
- [30] Rahman M S, Booker J R, Seed H B. Pore pressure development under offshore gravity structure [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1977, (12): 757—768.
- [31] 周健, 白冰, 徐建平. 土动力学理论与计算 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
- [32] 陈国兴, 刘雪珠, 庄海洋. 南京粉质黏土与粉砂互层土及粉细砂的抗震液化性能试验研究 [J]. 防灾减灾工程学报, 2003, (2): 28—34.
- [33] De Alba P, Seed H B, Chang C K. Sand liquefaction in large-scale simple shear tests [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1976, (9): 909—927.
- [34] Tokimatsu K, Yoshimi Y. Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content [J]. Soils and Foundations, 1983, (4): 56—74.
- [35] Seed H B, Idriss I M. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1971, (9): 1249—1273.
- [36] Finn W D L. Assessment of liquefaction potential and post-liquefaction behavior of earth structures: Developments 1981—1991 [A] // Proceedings of the 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics [C]. St. Louis, Missouri, 1991.
- [37] Seed H B, Tokimatsu K, Harder L F, et al. Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1985, (12): 1425—1445.
- [38] Youd T L, Idriss I M, Ronald D, et al. Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2001, (10): 817—833.
- [39] Lee K L, Seed H B. Cyclic stress conditions causing liquefaction of sand [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1976, (1).
- [40] 张克绪, 谢君斐. 土动力学 [M]. 北京: 地震出版社, 1989.
- [41] Ishihara K, Yasuda S. Sand liquefaction in hollow cylinder torsion under irregular excitation [J]. Soils and Foundations, 1975, (1): 29—45.
- [42] Ishihara K, Yamazaki F. Cyclic simple shear tests on saturated sand in multi-directional loading [J]. Soils and Foundations, 1980, (1): 45—59.
- [43] Ishihara K. Soil behaviour in earthquake geotechnics [M]. Oxford: Clarendon Press, 1996.
- [44] 王洪瑾, 沈瑞福, 马奇国. 双向振动下土的动强度 [J]. 清华大学学报 (自然科学版), 1996, (4): 93—98.
- [45] Seed H B, Idriss I M, et al. Representation of irregular stress time histories uniform stress series in liquefaction analysis [R]. Report No. EERC72-29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1975.
- [46] Silver M L, Chan C K, et al. Cyclic triaxial strength of standard test sand [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1976, (5): 511—523.
- [47] Toki S, Tatsuoka F, et al. Cyclic undrained triaxial strength of sand by a cooperative test pro-

- gram [J]. Soils and Foundations, 1986, (3): 117—128.
- [48] 张克绪. 饱和非黏性土坝坡地震稳定性分析 [J]. 岩土工程学报, 1980, (3): 1—9.
- [49] 张克绪. 饱和砂土的液化应力条件 [J]. 地震工程与工程振动, 1984, (1): 99—109.
- [50] Seed H B, Martin G R, Lysmer L. The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction [R]. Report No. EERC75-26, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1975.
- [51] Finn W D L, Lee K W, Martin G R. An effective stress model for liquefaction [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1977, (6): 517—533.
- [52] 徐志英, 沈珠江. 地震液化的有效应力二维动力分析方法 [J]. 华东水利学院学报, 1981, (3): 1—14.
- [53] 张建民, 谢定义. 饱和砂土振动孔隙水压力增长的实用方法 [J]. 水利学报, 1991, (8): 45—51.
- [54] 陈国兴, 刘雪珠. 南京粉质黏土与粉砂互层土及粉细砂的振动孔压发展规律研究 [J]. 岩土工程学报, 2004, (1): 83—86.
- [55] Seed H B, Silver M L. Settlement of dry sands during earthquakes [J]. Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 1972, (4): 381—397.
- [56] Byrne P M. A cyclic shear-volume coupling and pore pressure model for sand [A]//Proceedings of the 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics [C]. Missouri, USA, 1991: 47—55.
- [57] Tokimatsu K, Seed H B. Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1987, (8): 861—878.
- [58] Yasuhara K, et al. Cyclic strength and deformation of normally consolidated clay [J]. Soils and Foundations, 1982 (3): 77—91.
- [59] Matsui T, et al. Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1980, (10): 1101—1120.
- [60] Hyde A F L, et al. A pore pressure and stability mode for a silty clay under repeated loading [J]. Geotechnique, 1985, (2): 113—125.
- [61] Matasovic N. Generalized cyclic degradation pore pressure generation model for clays [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1995, (1): 33—42.
- [62] Idriss I M, Dobry R, Singh R D. Nonlinear behaviour of soft clay during cyclic loading [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1978, (12): 1427—1447.
- [63] 陈国兴, 朱定华, 何启智, 等. DSZ-1 型动三轴试验机研制与性能试验 [J]. 地震工程与工程振动, 2002, (6): 71—75.
- [64] 马梅英. 标准砂液化试验的几个问题 [J]. 岩土工程学报, 1980, (3): 46—53.
- [65] 张克绪, 谢君斐, 陈国兴, 等. 黄土窑洞抗震减灾研究报告 [R]. 哈尔滨: 国家地震局工程力学研究所, 1992.
- [66] 陈国兴, 张克绪, 全均, 等. 干性黄土静动力性能试验研究 [J]. 南京建筑工程学院学报, 1996, (4): 1—7.
- [67] Amini F, Qi G Z. Liquefaction testing of stratified silty sands [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 2000, (3): 208—217.
- [68] 刘雪珠, 陈国兴. 黏粒含量对南京粉细砂液化影响的试验研究 [J]. 地震工程与工程振动, 2003, (3): 152—157.

- [69] 衡朝阳, 何满潮, 裘以惠. 含黏粒砂土抗液化性能的试验研究 [J]. 工程地质学报, 2001, (4): 339-344.
- [70] 陈国兴. 对我国六种抗震设计规范中液化判别规定的综述和建议 [J]. 南京建筑工程学院学报, 1995, (2): 54-61.
- [71] 陈国兴, 胡庆兴, 刘雪珠. 关于砂土液化判别的若干意见 [J]. 地震工程与工程振动, 2002, (1): 141-151.
- [72] Seed H B. Design problems in soil liquefaction. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1986, (8): 827-845.
- [73] 谢君斐. 关于修改抗震设计规范砂土液化判别式的几点意见 [J]. 地震工程与工程振动, 1984, (2): 95-126.
- [74] 陈国兴, 张克绪, 谢君斐. 液化判别的可靠性研究 [J]. 地震工程与工程振动, 1991, (2): 85-96.
- [75] Liao S S C, Witman R V. Overburden correction factor for SPT in sand [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1986, (3): 373-377.
- [76] 陈国兴, 张克绪, 王忆. 关于《建筑抗震设计规范》液化判别的可靠性及意见 [J]. 岩土工程师, 1992, (3): 58-61.
- [77] 陈国兴, 张克绪. 《建筑抗震设计规范 (GBJ11-89)》液化判别式可靠性的评估及若干建议 [A]//第三届全国地震工程会议论文集 [C]. 大连, 中国, 1990: 511-516.
- [78] 陈国兴, 张克绪, 谢君斐. 液化判别的可靠性和概率判别方法研究 [J]. 工程抗震, 1991, (2): 24-29.
- [79] Davis R O, Berrill J B. Energy dissipation and seismic liquefaction of sands [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1982, (10): 59-68.
- [80] 陈国兴, 张克绪, 谢君斐. 以剪切波速为指标的液化判别方法及其适用性 [J]. 哈尔滨建筑大学学报, 1996, (1): 97-103.
- [81] 石兆吉, 王承春. 预测轻亚黏土液化势的剪切波速法 [A]//第一届全国地震工程会议论文集 [C]. 上海, 中国, 1984.
- [82] 石兆吉. 判别水平土层液化势的剪切波速法 [J]. 水文地质和工程地质, 1986, (4): 9-10, 13.
- [83] 石兆吉, 陈国兴. 自由场地深层液化可能性研究 [J]. 水利学报, 1990, (12): 55-61.
- [84] 陈国兴. 液化判别的可靠性及液化危险性分析研究 [D]. 哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所, 1988.
- [85] 陈国兴, 张克绪, 谢君斐. 地基抗震可靠性分析方法的理论探讨 [J]. 哈尔滨建筑大学学报, 1996, (6): 36-43.
- [86] 龚思礼. 建筑抗震设计手册 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994.
- [87] 陈国兴, 张克绪, 谢君斐. 场地液化危险性分析的简捷计算方法 [J]. 工程抗震, 1992, (1): 26-29.
- [88] 陈国兴, 谢君斐, 张克绪. 场地液化势的模糊随机概率分析 [J]. 工程抗震, 1993, (2): 32-36.
- [89] 陈国兴, 谢君斐, 张克绪. 砂性土液化势的评估方法 [J]. 地震学刊, 1996, (3): 13-24.
- [90] Seed R B, Cetin K O, Moss R E S, et al. Recent advances in soil liquefaction engineering: A unified and consistent framework [A]//Proceedings of the 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Keynote Presentation, H. M. S [C]. Queen Mary, Long Beach,

California, 2003.

- [91] Cetin K O, Seed R B, Kiureghian A D, et al. Standard penetration test-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2004, (12): 1314—1340.
- [92] 陈国兴, 李方明. 基于径向基函数神经网络模型的砂土液化概率判别方法 [J]. 岩土工程学报, 2006, (3): 301—305.
- [93] Chen G X, Li F M. A method of sand liquefaction probabilistic estimation based on RBF neural network model [A]//Proceedings of International Conference on Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and Rehabilitation [C]. World Scientific Publishing Company, 2005.
- [94] 唐山地震砂土液化联合研究小组. 唐山地震砂土液化现场勘察资料研究报告 [R]. 北京市勘察处等, 1983, 2: 26—41.
- [95] Juang C H, Chen J, Tao J, et al. Risk based liquefaction potential evaluation using standard penetration tests [J]. Canada Geotechnique. 2000, (6): 1195—1208.
- [96] 李方明, 陈国兴. 基于 BP 神经网络的饱和砂土液化判别方法 [J]. 自然灾害学报, 2005, (2): 108—114.

第9章 土体地震永久变形

自1964日本新潟(Niigata)地震、美国阿拉斯加(Alaska)地震和1966年我国邢台地震以来,在液化机理、液化势评价和减轻及预防液化危害方面已做了大量的工作并取得了丰硕的成果。据统计,约80%的地基震害是由于土体液化引起的,各种岩土工程震害几乎都是由砂性土液化或黏性土软化所致。地震引起的土体侧向扩展和震陷,在近20年里受到了广泛的关注,对其发生机制和分析方法都做了大量的研究。

地震引起的土体不可恢复的附加变形称为土体地震永久变形。土体地震永久变形可能使地基或土工构筑物的正常工作条件受到破坏。因此,它是评价地震时地基和土工构筑物抗震性能的一个重要依据。Newmark^[1]曾指出,用土体地震永久变形来评价土坝的抗震性能比滑动安全系数更合适。然而,对于不同的土,地震引起的土体永久变形机制是不同的。区分地震引起的永久变形机制对于建立适当的分析方法是十分必要的。土按地震时的性能可分成两大类:一类土在地震时孔隙水压力没有明显升高、抗剪强度不产生明显降低;另一类土在地震时孔隙水压力会明显升高、抗剪强度产生明显降低。震害经验表明,在第一类土中地震引起的永久变形有如下两种主要机制:

1. 非饱和和砂性土震密引起的沉降

Seed and Silver^[2]曾研究了干砂的体积变形规律。当非饱和和砂性土处于比较松的状态时,受往返剪应变作用会震密,致使地基和土工构筑物产生附加的竖向沉降。在某些情况下,这种震密引起的附加沉降对建筑物和土工构筑物的正常工作没有什么重要影响,如图9-1所示,在挡土墙后面填筑的非饱和的砂性土因震密引起的附加沉降就是如此;然而,在另外一些情况下,这种震密引起的附加沉降可能是建筑物和土工构筑物正常工作所不允许的,如图9-2所示,在斜墙后面填筑的砂性土如果处于较松散状态时因震密引起的附加沉降,若地震时水库水位比较高,加之地震时水库的涌浪,则可能产生漫顶,这是很危险的。

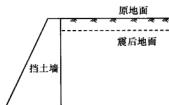


图9-1 挡土墙后面砂性土因震密引起的附加沉降

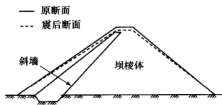


图9-2 坝体中砂性土因震密引起的附加沉降

2. 地震作用使土体的一部分沿某个滑动面相对于另一部分发生有限滑动

这种机制的变形多发生于压密黏性土等较好的土中。Newmark 提出的屈服加速度概念适用于这种机制的水平残余变形分析。一切基于 Newmark 屈服加速度概念的方法都涉及土体屈服强度问题。关于土的屈服强度研究, 目前在国内尚未受到足够的重视。地震惯性力的作用使土体的滑动力增加, 当滑动力大于滑动面上的抗滑力时, 滑动面以上的土体就会发生滑动。但是, 地震惯性力的方向和大小是随时间而变化的, 在整个地震过程中只有在某些时段内滑动面以上的土体才会滑动。因为这些时段所持续的时间很短, 每次滑动的位移是有限的。图 9-3 是土堤在地震时产生有限滑动的示意图。可以看出, 土坡的有限滑动与滑落不同。有限滑动是土坡的一种重要的震害形式, 它比土坡滑落更为常见。



图 9-3 土堤在地震时的有限滑动

由上述可见, 非饱和砂土震密所引起的附加沉降与土体的稳定性没有直接关系, 只要预留足够的超高或采取相应的技术措施, 非饱和砂土震密就不会引起灾害性的后果。沿滑动面的有限滑动是土体在地震时稳定性不足的表现, 它必须受到控制, 要么不允许发生有限滑动, 要么限制有限滑动的位移大小。

震害还表明, 上述第二类土中地震引起的永久变形的机制是在不排水条件下, 即在体积不变条件下土体所产生的偏应变。由于这类土在地震时孔隙水压力有明显升高, 土骨架变软, 使偏应变能得到较充分的发展。这种偏应变引起的永久变形取决于它在土体中存在的部位、范围和发展程度。这种机制的变形多发生于饱和松散砂性土和软黏土等较差的土中。Lee 和 Albaisa^[3]提出的“软化”模型、Serff 和 Seed 等^[4]提出的“等效结点力”模型适用于这种机制的残余变形分析。谢君斐和石兆吉等^[5]在我国最早提出了用震陷量来评价地基震害程度的思想, 通过大量的试验研究, 发展了用“软化”模型分析房屋建筑地基震陷的完整方法。张克绪和李明宰等^[6]在土坝及尾矿坝的抗震研究中, 提出了最大往返剪切面的概念, 以“等效结点力”模型为基础发展了一个分析土坝残余变形的办法。在体积不变条件下土体产生的偏应变所引起的变形是土体剪切破坏发展程度的定量表示, 这种变形也应受到控制。

此外, 对于饱和土体的地震永久变形, 也有可能是由于震后饱和土体中较高的振动孔隙水压力因消散而引起的再固结变形。国外对该课题进行过较系统的研究工作^[7,8], 但国内对该课题的研究尚较少。

“震陷”是指地震引起的建(构)筑物地基基础的附加沉降变形^[9]。地基土震陷属于地震永久变形或残余变形的范畴。第2章总结了天然地基浅基础的震害实例和经验, 从宏观上讨论了地基基础的震害机理, 指出了地基土震陷的发生条件。地基土震陷是引起地基失效的一个主要原因之一, 它给建筑结构带来很大的危害, 是衡量建筑结构是否丧失功能的最主要指标之一。对于房屋建筑而言, 如果砂土液化没有使场地发生侧向扩展而造成土体滑动的危险, 则砂土液化造成的震害主要是使建筑物产生过度的沉降。因此, 在地基抗震设计中如能预估不同条件下的砂土液化震陷值, 其意义正如预估房屋地

基静沉降值一样,是提出地基抗震措施的重要依据。

影响建筑物地基震陷的因素错综复杂,不容易建立起较完善的理论计算方法来描述有关因素之间的关系。迄今为止,虽然已提出了不少砂土液化震陷的预估方法,但这些方法普遍存在下述缺点^[10]:计算中假设土体是均匀连续介质,未考虑砂土液化喷冒引起的水土流失、土骨架结构破坏和土体介质不连续等的影响;不能完全反映砂土液化震陷的真正特征;理论计算很难充分模拟上部结构与土动力学相互作用的现场条件;各种砂土液化震陷计算方法一般均须专用软件,并进行专门的土的静、动力学参数的试验研究,而目前大多数设计、勘察单位尚不具备这些手段。

人工神经网络在解决非线性问题上表现出独特的优越性。由于它是靠过去的经验来学习,不需要设计任何数学模型,可以通过大量样本的学习来抽取隐含在样本中的因果关系,从数据中提取特征,在新的情况或信息不准确、不完备情况下依然能推理,因此,它也适用于处理像地基土震陷这类非线性问题^[11]。由于神经网络模型预测地基土震陷是一种经验方法,因此,神经网络模型采用的地基震陷学习样本必须有代表性,且有足够的数量。

由于地震动分布是一个空间随机场,将地震动视为一个确定性的时间过程,其局限性是显而易见的。自然地,用确定性方法分析地基土的地震永久变形,其局限性也是不言自明的。因此,从随机地震动的观点研究地基土的地震永久变形是十分必要的。陈国兴和谢君斐等对这一问题曾进行过初步研究^[12]。

9-1 土体地震永久变形计算的有限滑动体位移法

有限滑动位移的计算方法是以 Newmark^[9]提出的屈服加速度概念为基础的。Newmark 假定土体是刚塑性体,用圆弧法进行分析,如图 9-4 所示。其基本方法是,将超过可能滑动体屈服加速度的加速度反应,作两次积分即可估算土坡的有限滑动位移,如图 9-5 所示。

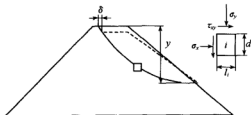


图 9-4 有限滑动位移计算原理

位于坝坡上的滑块在未滑动以前,滑动稳定安全系数 $F_s > 1$ 。在地震动作用下,当其处于滑动临界状态时,即图 9-4 中滑块的下滑力等于摩擦力时 $F_s = 1$, 此时的地震动加速度称为屈服加速度 a_y 。目前,一般采用静力法或拟静力法进行计算,即将地震惯性力作为地震荷载,因此,屈服加速度也可用屈服地震系数 k_y 来表示。滑块开始滑动时 $F_s < 1$, 此时滑块产生速度和位移。如果地震动有多个脉冲,第一个脉冲的加速度超过 k_y 后滑块开始滑动,产生速度和位移。当这个脉冲的加速度减小至小于屈服加速度

a_y 时, 滑动速度减小, 直至停止滑动, 如图 9-5 所示。向下滑动的位移被认为是不可恢复的, 所以位移是逐次累积的, 即所谓永久变形。但是, 当地震动加速度反向, 且超过屈服加速度 a_y 时, 滑块也不沿滑动面滑动。这样, 在整个地震动作用过程中, 只有正半周或负半周才能使滑块沿滑动面滑动。

9-1-1 屈服加速度的概念

屈服加速度 a_y 的含义是使坝身沿某一滑动面向下滑动的安全系数 $F_s=1$ 时的加速度。它与重力加速度的比值称为屈服地震系数 k_y 。屈服地震系数 k_y 值与坝身几何尺寸、土料的不排水强度、可能滑动面的位置等因素有关。为了计算 k_y 值, 需要先确定土的屈服强度。当地震动在土中所引起的应力超过这一屈服强度时, 土就产生永久塑性变形, 其大小与往返应力次数及频率等因素有关。

由图 9-6 可以看出, 当往返应力幅值达到不排水强度的 80% 时, 往返应力作用 100 次, 土样只产生非常小的永久塑性变形, 基本上表现为弹性性能; 当往返应力幅值达到不排水强度的 95% 时, 往返应力作用 10 次, 土样就产生了大的永久塑性变形。这表明, 往返剪切作用的影响与往返荷载的强度有关, 往返荷载越大, 其影响也越大。对于填筑材料, 在缺乏试验资料的情况下, 屈服强度可取静不排水强度的 80%, 或参考有关试验资料, 如图 9-7 所示。根据确定的屈服强度, 即可用一般的圆弧滑动法计算出坝身沿某一滑动面向下滑动的安全系数 $F_s=1$ 时的屈服加速度 a_y 或屈服地震系数 k_y 。

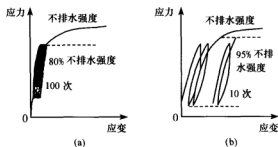


图 9-6 往返剪切对土的永久塑性变形的影响

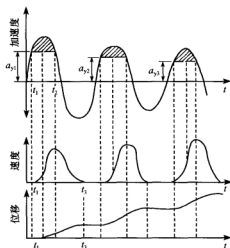


图 9-5 Newmark 法计算坝体位移原理

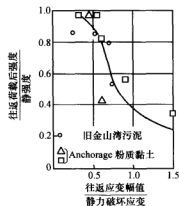


图 9-7 往返剪切对土的不排水强度的影响

9-1-2 等价地震系数的概念

等价地震系数 $k_{av}(t)$ 定义为作用于滑动面上的剪切力 $Q(t)$ 的水平分量 $H(t)$ 与可能滑动面上的重力 W 之比, 如图 9-8 所示, 可表示为^[13]

$$k_{av}(t) = \frac{H(t)}{W} \quad (9-1)$$

$$H(t) = \int_0^l \tau(t) \cos \alpha dl \quad (9-2)$$

式中: $\tau(t)$ ——作用于滑动面上的剪应力;

α ——滑动面与水平面的夹角。

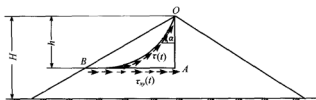


图 9-8 等价地震系数的概念

然而, 在提出等价地震系数概念时, 土坝的地震反应分析通常用剪切楔法进行, 此法只能给出水平面上的平均剪应力 $\tau_{xy}(t)$ 。为了应用剪切楔法的计算结果确定等价地震系数 $k_{av}(t)$, 以折线 OAB 代替圆弧 OB 作为滑动面, 则 $H(t) = \tau_{xy}(t) \overline{AB}$, $W = \gamma S_{OAB} = \frac{1}{2} \gamma \overline{AB} h$, 因此式 (9-1) 可改写为

$$k_{av}(t) = \frac{2\tau_{xy}(t)}{\gamma h} \quad (9-3)$$

式中: γ ——坝料的重度;

h ——坝顶到滑动面滑出点的距离。

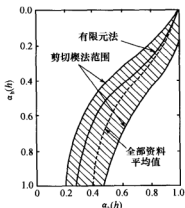


图 9-9 $\alpha_h(h)$ 与 $\alpha_k(h)$ 的关系曲线

可见, 等价地震系数 $k_{av}(t)$ 与从坝顶到水平面 AB 的距离有关, 即到滑动面滑出点的距离有关。如果以可能滑块的滑出点与坝顶的距离 h 表示它在坝体中的位置, 则等价地震系数可写成 $k_{av}(h, t)$ 。以 $k_{av, \max}(h)$ 表示 $k_{av}(h, t)$ 的最大值, 称滑动深度为 h 的等价地震系数最大值; 以 $k_{av, \max}(0)$ 表示 $h=0$ 即坝顶的等价地震系数最大值, 令

$$\alpha_k(h) = \frac{k_{av, \max}(h)}{k_{av, \max}(0)} \quad (9-4)$$

$$\alpha_h(h) = \frac{h}{H} \quad (9-5)$$

则 $\alpha_h(h)$ 与 $\alpha_k(h)$ 的关系如图 9-9 所示。坝顶的等价地震系数最大值 $k_{av, \max}(0)$ 可用有限元法求取坝顶加

速度而获得,进而由图 9-9 上的曲线获得不同坝体深度 h 位置的等价地震系数最大值 $k_{av,max}(h)$ 。

9-1-3 有限滑动位移的计算

Newmark 认为,当平均加速度在可能滑块中产生的惯性力的方向与滑动面上静剪应力的水平投影方向相同时,如果等价地震系数 $k_{av}(t)$ 小于等于屈服地震系数 k_y , 滑块不产生滑动;如果 $k_{av}(t) > k_y$, 则滑块产生滑动,滑动的方向与滑动面上静剪应力的方向相同,滑动加速度的水平分量 $\ddot{u}(t)$ 等于等价地震系数 $k_{av}(t)$ 与屈服地震系数 k_y 之差乘以重力加速度 g , 即

$$\ddot{u}(t) = [k_{av}(t) - k_y]g \quad (9-6)$$

在整个地震作用过程中,只有正半周或负半周(惯性力方向与滑动面上静剪应力的水平投影方向相同的半周)才能使滑块沿滑动面滑动。每次滑动的水平位移 δ_i 按式 (9-7) 计算:

$$\delta_i = \iint [k_{av}(t) - k_y]g dt dt \quad (9-7)$$

现在来考察在一个滑动半周内滑动位移是如何发展的。参见图 9-10, 设正半周内产生滑动,在 $t_0 \sim t_1$ 时段内 $k_{av}(t) \leq k_y$, 滑块不产生滑动;在 $t_1 \sim t_2$ 时段内 $k_{av}(t) > k_y$, 滑块将产生滑动,并且是滑动加速发展阶段;在 $t_2 \sim t_3$ 时段内,虽然 $k_{av}(t) \leq k_y$, 但有初速度,滑动仍然在发展,是滑动减速发展阶段,在 t_3 时刻滑动速度减为零。 $t_0 \sim t_3$ 时刻滑块的滑动速度和位移分别如图 9-10 (b) 和图 9-10 (c) 所示。

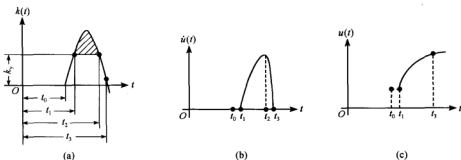


图 9-10 在正半周内滑块滑动的发展过程

在整个地震作用过程中,滑块滑动的总水平位移 δ 应是每次滑动的水平位移 δ_i 之和,即

$$\delta = \sum_{i=1}^n \delta_i \quad (9-8)$$

式中: n ——整个地震作用过程中滑块的滑动次数。

应指出,当滑块的滑出点位置即 h 给定后,其滑动水平位移随滑弧的圆心位置而变。为了求出最危险的滑动点位置,或者说求出最大滑动水平位移,应假设一系列滑弧的圆心位置进行试算。显然,当 h 取不同值时,与其相应的最大滑动水平位移也不同。

这样,还应假定一系列 h 值并求与其相应的最大滑动水平位移。根据这些数据,就可以对坝体不同部位的地震永久变形有比较全面的了解。

9-2 土体地震永久变形计算的整体变形分析法

从建(构)筑物的破坏现象来看,裂缝、倾斜、滑移和沉降等,无不都是与土体的变形密切相关的。从衡量土的强度、描述建(构)筑物的破坏和便于设计出发,选择地震引起的土体永久变形作为评价饱和砂土液化和软土破坏发展程度的定量指标是合适的,而且也是容易理解的。但问题在于估算土体的地震永久变形存在一系列的困难,为了克服这些困难需进行下列工作:

(1) 研究土体的永久变形性质。土体永久变形是由土单元在静力和地震动共同作用下的永久应变累积而成的。因此,首先需了解有哪些因素对土的永久应变有影响?它们的影响程度如何?采用什么计算模型?

(2) 研究一种把各土单元的永久应变势累积成总变形的办法。

(3) 以上两步所述工作,都是不容易实现的。为了获得初步结果,必须作一些简化假设,这些假设对结果有多大的影响?如何修正?需要有一批实例予以验证,它是本项工作的基础。

现场震害现象和室内试验结果表明,绝大多数情况下地震引起的土体永久变形是土体在体积不变条件下产生的剪切变形。这种机制的变形发生于地震时孔隙水压力明显升高、抗剪强度明显降低的土中,如饱和的松散砂土和软黏土。针对这种机制的变形已发展了两种计算模型:第一种叫软化模型^[5];第二种叫等价节点力模型^[6,14]。

在地震动作用下土单元永久应变势的概念是 Seed 和 Idriss 等^[15]首先引入的,并用于土坝的地震永久变形分析。土单元永久应变势是土体中土单元永久应变的一个近似值,而不是真实的应变值,所以叫做应变势(即可能的应变),其大小取决于静应力和动应力状态,以及土的物理性质,由室内模拟试验确定。在目前的试验条件下多采用动三轴试验仪模拟,通常是以一个面上的应力状态代替土单元的应力状态,而且只考虑了力的作用,没有(也无法)考虑周围土单元的约束作用(没有考虑边界条件),与周围土单元的永久应变之间不满足变形相容条件。

9-2-1 土体地震永久变形计算的模量软化模型

1. 模量软化模型的基本概念

谢君斐和石兆吉等(1988)^[5]提出了土体地震永久变形计算的模量软化模型,认为地震动作用对土体变形的影响主要是使土的静剪切变形模量降低,即土变软了;而地震动作用产生的动应力则认为影响不大,可以忽略不计。因此,附加的地震偏应变是在静力作用下由于静剪切模量降低而产生的。这种模量软化模型的概念可用图 9-11 的模型表示。设土的总刚度由 K_i 和 K_p 两部分组成:

$$K_{\varphi} = \frac{1}{\frac{1}{K_i} + \frac{1}{K_p}} \quad (9-9)$$

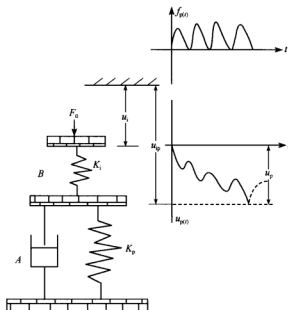


图 9-11 软化模型概念示意图

地震前在静荷载作用下土体产生的初始位移 u_i 是由 B 元件产生, 因为地震前 K_p 比 K_i 大得多, 故 $K_p \approx K_i$ 。在地震动作用下 K_i 保持不变, 而 K_p 则随着震动次数增加而减小, 故土中产生的不可恢复位移 u_p 完全是由 A 元件产生, 此时总刚度 K_p 也不断减小。因此, 软化的基本概念是, 地震动的反复作用使土体变软了, 表现在土的刚度或模量减小。在用二维有限元进行土体永久变形计算时, 用土单元的初始模量 E_i 和拟割线模量 E_p 代替上述刚度中的 K_i 和 K_p , 地震后土的软化模量 E_p 按式 (9-10) 计算:

$$E_p = \frac{1}{\frac{1}{E_i} + \frac{1}{E_p}} \quad (9-10)$$

$$E_p = \frac{\sigma_{ms}}{\epsilon_p} \quad (9-11)$$

式中: σ_{ms} ——地震前土单元的静偏应力;

ϵ_p ——地震引起的土单元永久应变势。

2. 土单元永久应变势 ϵ_p 的确定

谢君斐和石兆吉等^[5]通过大量的砂土震陷动三轴试验, 提出了土单元永久应变势 ϵ_p 的经验表达式:

$$\epsilon_p = 0.1 \left[\frac{1}{C_5} \frac{\sigma_d}{\sigma_3} \left(\frac{N}{10} \right)^{-S_1} \right]^{\frac{1}{S_2}} \quad (9-12)$$

$$C_5 = C_6 + S_6 (K_c - 1) \quad (9-13)$$

$$S_3 = C_7 + S_7(K_c - 1) \quad (9-14)$$

$$K_c = \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} \quad (9-15)$$

式中: σ_d ——轴向动应力幅值;

N ——循环振动次数, 可参考表 7-2 采用;

K_c ——固结应力比;

σ'_1 、 σ'_3 ——竖向和侧向初始有效固结应力;

S_1 、 S_3 、 S_7 、 C_3 、 C_7 ——土的试验参数。由动三轴震陷试验确定, 各类土试验参数的典型值可参考文献 [3]。

张克绪和陈国兴等 (1992)^[14]将式 (9-12) 推广到黏性土, 改写为如下形式:

$$\epsilon_p = 0.1 \left[\frac{1}{C_3} \frac{\sigma_d}{\sigma'_3 + \sigma_s} \left(\frac{N}{10} \right)^{-S_1} \right]^{\frac{1}{S_3}} \quad (9-16)$$

并定义广义固结比 K_c 为

$$K'_c = \frac{\sigma'_1 + \sigma_s}{\sigma'_3 + \sigma_s} \quad (9-17)$$

其中:

$$\sigma_s = c' \cot \varphi' \quad (9-18)$$

式中: c' 、 φ' ——土的有效黏聚力和内摩擦角;

σ_s ——土的黏结应力。

用式 (9-12)~(9-18) 确定现场土体中土单元永久应变势 ϵ_p 时, 应该考虑动三轴试验中土试样所受到的应力状态与地震时土体的实际应力状态之间的差别。这可通过土单元破坏面上应力条件的类比来考虑这种差别。张克绪和陈国兴等 (1992)^[14]、陈国兴和谢君斐等 (1994)^[12]提出: 只要土单元破坏面上的静剪应力比 α_s 和动剪应力比 α_d 相同, 则不论土单元的静、动应力状态如何, 均可认为其对土单元的破坏作用是等效的。土单元破坏面上的静剪应力比 α_s 和动剪应力比 α_d 分别定义为

$$\alpha_s = \frac{\tau_s}{\sigma_s} \quad (9-19)$$

$$\alpha_d = \frac{\tau_d}{\sigma_s} \quad (9-20)$$

式中: τ_s ——土单元破坏面上的静剪应力;

σ_s ——土单元破坏面上的静正应力;

τ_d ——土单元破坏面上的等效等幅动剪应力。

假定在平面应变状态下, 土单元的初始静有效应力分量为 σ_x 、 σ_y 和 τ_{xy} , 且 $\sigma_y > \sigma_x$; 等效地震附加应力分量为 $\sigma_{x,d}$ 、 $\sigma_{y,d}$ 和 $\tau_{xy,d}$ 。该单元任意面上的静正应力 σ_s 、静剪应力 τ_s 和动剪应力幅值 τ_d 均随这个面的方向角而变化。张克绪 (1980, 1984)^[16,17]提出以土单元的最大往返剪切作用面作为破坏面。张克绪和陈国兴等 (1992)^[14]、陈国兴 (1993)^[18]将诸面中动剪应力比 $\alpha_d = \frac{\tau_d}{\tau_s}$ 最大的面定义为最大往返剪切作用面, 绘制初始静有效应力圆 (1) 和合成应力圆 (2), 如图 9-12 所示。

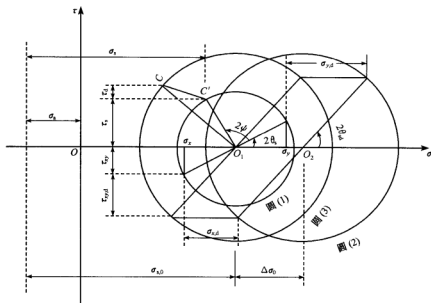


图 9-12 平面应变状态下最大剪切面的确定

由图 9-12 可得应力圆 (1) 和应力圆 (2) 的圆心距为

$$\Delta\sigma_0 = \frac{(\sigma_y + \sigma_{y,d}) + (\sigma_x + \sigma_{x,d})}{2} - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} = \frac{\sigma_{y,d} + \sigma_{x,d}}{2} \quad (9-21)$$

现做应力圆 (1) 的一个同心圆, 使其半径与应力圆 (2) 相同, 如图 (9-12) 中的应力圆 (3)。不难看出应力圆 (3) 与应力圆 (2) 的正应力差相等, 则合成应力圆 (2)、合成应力圆 (3) 和静应力圆 (1) 之间的应力存在如下关系:

$$\sigma_{x,nd}^{(2)} = \sigma_x + \sigma_{x,d} \quad \sigma_{y,nd}^{(2)} = \sigma_y + \sigma_{y,d} \quad (9-22)$$

$$\sigma_{x,nd}^{(3)} = \sigma_{x,nd}^{(2)} - \Delta\sigma_0 = \sigma_x - \Delta\sigma_d \quad (9-23)$$

$$\sigma_{y,nd}^{(3)} = \sigma_{y,nd}^{(2)} - \Delta\sigma_0 = \sigma_y + \Delta\sigma_d \quad (9-24)$$

其中:

$$\Delta\sigma_d = \frac{\sigma_{y,d} - \sigma_{x,d}}{2} \quad (9-25)$$

因此, 应力圆 (2) 的圆心坐标比应力圆 (3) 的大 $\Delta\sigma_0$; 由于 $\Delta\sigma_0$ 为静水压力性质, 因而应力圆 (2) 和应力圆 (3) 对土单元的作用是等价的。

设 R_s 为静有效应力圆半径, θ_s 、 θ_{sd} 分别为 y 面与静力最大主应力面和与合成应力最大主应力面的夹角, ψ 为任意面与 y 面的夹角, 则与 y 面成 ψ 角的面上的初始静剪应力 τ_s 、静有效正应力 σ_s 和合成剪应力 τ_{sd} 分别为

$$\tau_s = R_s \sin 2(\theta_s + \psi) = \tau_{s0} \cos 2\psi + \Delta\sigma_s \sin 2\psi \quad (9-26)$$

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + R_s \cos 2(\theta_s + \psi) = \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sigma_s \right) + \Delta \sigma_s \cos 2\psi - \tau_{xy} \sin 2\psi \quad (9-27)$$

$$\tau_{sd} = R_{sd}^{(3)} \sin 2(\theta_{sd} + \psi) = (\tau_{xy} + \tau_{xy,d}) \cos 2\psi + (\Delta \sigma_s + \Delta \sigma_d) \sin 2\psi \quad (9-28)$$

式中:

$$\Delta \sigma_s = \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \quad (9-29)$$

该面上的往返剪应力幅值 τ_d 为

$$\tau_d = \tau_{sd} - \tau_s = \tau_{xy,d} \cos 2\psi + \Delta \sigma_d \sin 2\psi \quad (9-30)$$

将式 (9-27)、式 (9-30) 代入式 (9-20), 可求得动剪应力比 α_d ; 由最大往返剪切面条件

$$\frac{d\alpha_d}{d\psi} = 0 \quad (9-31)$$

可得

$$\sin 2\psi = \frac{(\tau_{xy} + K_d \Delta \sigma_s) \pm K_d \sqrt{\sigma_{s,0}^2 (1 + K_d^2) - (\tau_{xy} + K_d \Delta \sigma_s)^2}}{\sigma_{s,0} (1 + K_d^2)} \quad (9-32a)$$

$$\cos 2\psi = \frac{-K_d (\tau_{xy} + K_d \Delta \sigma_s) \pm \sqrt{\sigma_{s,0}^2 (1 + K_d^2) - (\tau_{xy} + K_d \Delta \sigma_s)^2}}{\sigma_{s,0} (1 + K_d^2)} \quad (9-32b)$$

式中:

$$K_d = \frac{\Delta \sigma_d}{\tau_{xy,d}}, \quad \sigma_{s,0} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sigma_s$$

由 $\sin^2 2\psi + \cos^2 2\psi = 1$ 可知, $\sin 2\psi$ 与 $\cos 2\psi$ 表达式中的“ \pm ”号或同取“+”, 或同取“-”号。这表明由条件式 (9-31) 得到的极值面有两个, 一个对应于 $\frac{\tau_d}{\sigma_s}$ 为最大面, 也即土单元的最大往返剪切面; 另一个对应于 $\frac{\tau_d}{\sigma_s}$ 为最小面, 即土单元的最小往返剪切面。

若不考虑地震附加正应力的影响, 即 $\sigma_{x,d} = 0$, $\sigma_{y,d} = 0$, 式 (9-32) 简化为

$$\sin 2\psi = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x + \sigma_y + 2\sigma_s} \quad (9-33a)$$

$$\cos 2\psi = -\sqrt{1 - \left(\frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x + \sigma_y + 2\sigma_s} \right)^2} \quad (9-33b)$$

若不考虑地震附加剪应力的影响, 即 $\tau_{xy,d} = 0$, 式 (9-32) 简化为

$$\sin 2\psi = \frac{2\sqrt{(\sigma_y + \sigma_s)(\sigma_x + \sigma_s)}}{\sigma_y + \sigma_x + 2\sigma_s} \quad (9-34a)$$

$$\cos 2\psi = -\frac{\sigma_y - \sigma_x}{\sigma_x + \sigma_y + 2\sigma_s} \quad (9-34b)$$

从式 (9-32)~(9-34) 可以看出, 如同时考虑地震附加正应力和剪应力的影响, 则最大往返剪切面的位置和土单元的静应力状态及附加地震应力状态有关; 如只考虑地震附加剪应力或正应力的影响, 则最大往返剪切面的位置仅与静应力状态有关。

对不考虑地震附加正应力的影响的情况, 将式 (9-33) 分别代入式 (9-26)、式 (9-27) 和式 (9-30), 可得

$$\tau_s = \frac{\tau_{xy}}{\sigma_y + \sigma_x + 2\sigma_s} [(\sigma_y - \sigma_x) - \sqrt{(\sigma_y + \sigma_x + 2\sigma_s)^2 - 4\tau_{xy}^2}] \quad (9-35)$$

$$\sigma_s = -\frac{\sqrt{(\sigma_y + \sigma_x + 2\sigma_s)^2 - 4\tau_{xy}^2}}{2(\sigma_y + \sigma_x + 2\sigma_s)} [(\sigma_y - \sigma_x) - \sqrt{(\sigma_y + \sigma_x + 2\sigma_s)^2 - 4\tau_{xy}^2}] \quad (9-36)$$

$$\tau_d = -\frac{\tau_{xy,d} \sqrt{(\sigma_y + \sigma_x + 2\sigma_s)^2 - 4\tau_{xy}^2}}{\sigma_y + \sigma_x + 2\sigma_s} \quad (9-37)$$

此时, 将式 (9-35) 和式 (9-36) 代入式 (9-19), 可得

$$\alpha_s = \left| \frac{2\tau_{xy}}{\sqrt{(\sigma_y + \sigma_x + 2\sigma_s)^2 - 4\tau_{xy}^2}} \right| \quad (9-38)$$

将式 (9-36) 和式 (9-37) 代入式 (9-20), 可得

$$\alpha_d = \left| \frac{2\tau_{xy,d}}{(\sigma_y - \sigma_x) - \sqrt{(\sigma_y + \sigma_x + 2\sigma_s)^2 - 4\tau_{xy}^2}} \right| \quad (9-39)$$

在三轴试验的应力状态下, 土单元的最大往返剪切作用面可按图 9-13 确定, β 为任意面与最大主应力面之间的夹角, τ_{sd} 为固结应力与往返应力共同作用在该面上产生的合成应力, 则有

$$\sigma_s = \left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \sigma_s \right) + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos 2\beta \quad (9-40)$$

$$\tau_s = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \sin 2\beta \quad (9-41)$$

$$\tau_{sd} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3 + \sigma_d}{2} \sin 2\beta \quad (9-42)$$

$$\tau_d = \tau_{sd} - \tau_s \quad (9-43)$$

式中: σ'_1 、 σ'_3 ——轴向和侧向初始有效固结应力;

σ_d ——轴向简谐往返应力幅值。

将上述各式代入式 (9-20), 则可得

$$\alpha_d = \frac{\sigma_d \sin 2\beta}{(\sigma'_1 + \sigma'_3) + (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cos 2\beta} \quad (9-44)$$

确定土单元最大往返剪切作用面的条件为

$$\frac{d\alpha_d}{d\beta} = 0$$

由此可得

$$\cos 2\beta = -\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \quad (9-45)$$

可见, 土单元最大往返剪切作用面的位置与轴向往返应力 σ_d 无关。如令 γ 为由原点引出的固结应力圆的切线与横轴的夹角, 如图 9-13 所示。可以证明

$$\sin \gamma = -\cos 2\beta \quad (9-46)$$

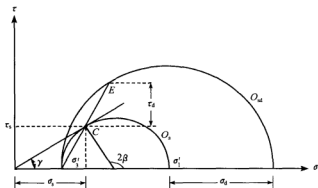


图 9-13 动三轴试验条件下最大往返剪切作用面的取得

式 (9-46) 表明, 这个切线与固结应力圆的切点 C 即为土单元最大往返剪切作用面在固结应力圆上的位置; A、C 两点连线与合成应力圆的交点 E 即为土单元最大往返剪切作用面在合成应力圆上的位置。

将式 (9-45) 代入式 (9-40)~(9-44), 可得

$$\sigma_s = \frac{2\sigma'_1\sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} = \frac{2\sigma'_1}{K_c + 1} \quad (9-47a)$$

$$\tau_s = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \sqrt{\sigma'_1\sigma'_3} = \frac{K_c - 1}{K_c + 1} \sqrt{K_c\sigma'_3} \quad (9-48a)$$

$$\tau_d = \frac{\sqrt{\sigma'_1\sigma'_3}}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \sigma_d = \frac{\sqrt{K_c}}{K_c + 1} \sigma_d \quad (9-49a)$$

$$\alpha_d = \frac{\sigma_d}{2\sqrt{\sigma'_1\sigma'_3}} = \frac{\sigma_d}{2\sqrt{K_c\sigma'_3}} \quad (9-50a)$$

将式 (9-47)、式 (9-48) 代入式 (9-19) 可得

$$\alpha_s = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2\sqrt{\sigma'_1\sigma'_3}} = \frac{K_c - 1}{2\sqrt{K_c}} \quad (9-51a)$$

对于均等固结动三轴试验, 由于 $\sigma'_1 = \sigma'_3$, 即固结应力比 $K_c = 1$, 此时

$$\sigma_s = \sigma'_3 \quad (9-47b)$$

$$\tau_s = 0 \quad (9-48b)$$

$$\tau_d = \frac{\sigma_d}{2} \quad (9-49b)$$

$$\alpha_d = \frac{\sigma_d}{2\sigma'_3} \quad (9-50b)$$

$$\alpha_s = 0 \quad (9-51b)$$

式 (9-50b) 也正是在动三轴试验中以 $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_3}$ 表示土的动强度的理由。

上述是针对砂土的情况, 对于黏性土, 由于 σ_s 中需增加黏结应力 σ_a 项, 只要将相关公式中的 σ'_1 以 $\sigma'_1 + \sigma_a$ 代替、 σ'_3 以 $\sigma'_3 + \sigma_a$ 代替、固结应力比 $K_c = \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}$ 以广义固结应力比

$K_c = \frac{\sigma'_1 + \sigma_3}{\sigma'_3 + \sigma_s}$ 代替即可, 因此, 有

$$\sigma_s = \frac{2(\sigma'_1 + \sigma_s)(\sigma'_3 + \sigma_s)}{(\sigma'_1 + \sigma_s) + (\sigma'_3 + \sigma_s)} = \frac{2(\sigma'_1 + \sigma_s)}{K_c + 1} \quad (9-47c)$$

$$\tau_s = \frac{(\sigma'_1 + \sigma_s) - (\sigma'_3 + \sigma_s)}{(\sigma'_1 + \sigma_s) + (\sigma'_3 + \sigma_s)} \sqrt{(\sigma'_1 + \sigma_s)(\sigma'_3 + \sigma_s)} = \frac{K_c - 1}{K_c + 1} \sqrt{K_c} (\sigma'_3 + \sigma_s) \quad (9-48c)$$

$$\tau_d = \frac{\sqrt{(\sigma'_1 + \sigma_s)(\sigma'_3 + \sigma_s)}}{(\sigma'_1 + \sigma_s) + (\sigma'_3 + \sigma_s)} \sigma_d = \frac{\sqrt{K_c}}{K_c + 1} \sigma_d \quad (9-49c)$$

$$\alpha_d = \frac{\sigma_d}{2 \sqrt{(\sigma'_1 + \sigma_s)(\sigma'_3 + \sigma_s)}} = \frac{\sigma_d}{2 \sqrt{K_c} (\sigma'_3 + \sigma_s)} \quad (9-50c)$$

将式 (9-47)、式 (9-48) 代入式 (9-19) 可得

$$\alpha_s = \frac{(\sigma'_1 + \sigma_s) - (\sigma'_3 + \sigma_s)}{2 \sqrt{(\sigma'_1 + \sigma_s)(\sigma'_3 + \sigma_s)}} = \frac{K_c - 1}{2 \sqrt{K_c}} \quad (9-51c)$$

由动三轴试验条件和一般平面应变条件下土单元的静剪应力比 α_s 相等可得

$$K_c = 1 + 2\alpha_s(\alpha_s + \sqrt{1 + \alpha_s^2}) \quad (9-52)$$

这里, 将按式 (9-52) 确定的固结应力比称为转换固结应力比。

由动三轴试验条件和一般平面应变条件下土单元的动剪应力比 α_d 相等可得对砂土:

$$\frac{\sigma_d}{\sigma_3} = 2 \sqrt{K_c} \alpha_d \quad (9-53a)$$

对黏性土:

$$\frac{\sigma_d}{\sigma'_3 + \sigma_s} = 2 \sqrt{K_c} \alpha_d \quad (9-53b)$$

因此, 将式 (9-53a)、式 (9-53b) 分别代入式 (9-12)、式 (9-16), 可得

$$\varepsilon_p = 0.1 \left[\frac{2}{C_s} \sqrt{K_c} \alpha_d \left(\frac{N}{10} \right)^{-S_s} \right]^{\frac{1}{S_s}} \quad (9-54)$$

并由式 (9-52) 确定的转换固结比 K_c 确定参数 C_s 、 S_s , 据此可计算任一土单元的永久应变势。

3. 震后土体软化模量 E_{φ} 的确定

图 9-14 中所绘曲线是地震前某一单元的应力-应变关系线。假设 A 点表示震前该单元的应力-应变状态, 相应的偏应力为 $(\sigma_1 - \sigma_3)_A$, 应变为 $\varepsilon_{n,A}$; 地震后, 假定静偏应力不变 (地震应力忽略不计), 则地震后该单元的偏应力仍为 $(\sigma_1 - \sigma_3)_A$, 但应变增加了, 其数值等于该单元的永久应变势。今以 B 点表示该单元地震后的应力-应变状态, 相应的偏应

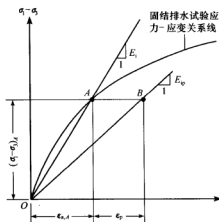


图 9-14 地震前后土单元模量的确定

力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_B = (\sigma_1 - \sigma_3)_A$, 应变为 $\epsilon_{a,B} = \epsilon_{a,A} + \epsilon_p$ 。

按假定地震后该单元的应力-应变关系曲线通过 B 点, 且这条曲线仍可用邓肯-张模型表示, 参数 n 、 R_f 、 c 、 φ 也与地震前相同, 只有模量系数 K 值的改变。设地震前、后的 K 值分别以 K_i 和 K_{ip} 表示, 则 K_{ip} 值可按如下方法确定:

以 E_i 表示地震前该土单元的割线模量, 则

$$E_i = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_A}{\epsilon_{a,A}} \quad (9-55)$$

以 E_{ip} 表示地震后该土单元的割线模量, 则

$$E_{ip} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_A}{\epsilon_{a,A} + \epsilon_p} \quad (9-56)$$

由此可得

$$E_{ip} = \frac{\epsilon_{a,A}}{\epsilon_{a,A} + \epsilon_p} E_i \quad (9-57)$$

因 n 、 R_f 、 c 、 φ 及 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 在地震前、后保持不变, 故

$$K_{ip} = K_i \frac{\epsilon_{a,A}}{\epsilon_{a,A} + \epsilon_p} \quad (9-58)$$

前面曾指出, 地震引起的土体永久变形是在体积不变条件下产生的。因此, 地震前、后两次计算求得的土单元体应变应该相等。这个条件要求地震前、后土的泊松比应满足一定的关系。如果地震前、后土的泊松比分别以 ν_i 、 ν_{ip} 表示, 而地震前、后土的体积变形模量分别以 $K_{v,i}$ 、 $K_{v,ip}$ 表示, 注意到土的体积变形模量 K_v 的计算公式

$$K_v = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (9-59)$$

由 $K_{v,i} = K_{v,ip}$ 可得

$$\nu_{ip} = \frac{1}{2} \left[1 - (1-2\nu_i) \frac{E_{ip}}{E_i} \right] \quad (9-60)$$

4. 用模量软化法计算土地震永久变形的步骤

用模量软化法计算土地震永久变形的步骤如下:

(1) 静力三轴试验。由固结排水三轴试验确定地震前土的静力变形模量。由于土具有明显的非线性性质, 故土的静力变形模量是随应力大小而改变的。从工程实用性考虑, 用邓肯-张模型表示土的应力-应变关系, 其割线模量表达式如下:

$$E_s = K_s P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \varphi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi} \right] \quad (9-61)$$

式中: K_s 、 n ——土的试验参数;

c 、 φ ——土的黏聚力和内摩擦角;

σ_1 、 σ_3 ——土单元的大、小主应力;

R_f ——土的破坏比;

P_a ——大气压力。

(2) 第一次静力有限元计算。所考虑的荷载包括建(构)筑物承受的荷载(按长期效应组合)和土的自重、边界荷载和水的渗透压力。计算时也应考虑土体与结构的静力

相互作用效应。计算的目的是求出地震前土体的初始变形和土单元的应力、应变，后者是确定土单元永久应变势和震后的软化模量所必需的。

(3) 动力三轴试验。确定土的动力本构模型参数。

(4) 地震反应有限元分析。根据工程场址的地震环境，选择适当的地震波作为输入地震动进行体系的地震反应分析，采用合适的土体动力本构模型考虑土的非线性特性。计算时也应考虑土体与结构的动力相互作用效应。计算的目的是求出地震时土体各单元的地震应力。

(5) 震陷试验。确定土体永久应变势经验公式的有关参数。

(6) 第二次静力有限元计算。根据式 (9-57) 求得各单元软化后的变形模量，再进行一次静力分析（仍考虑土体与结构的静力相互作用效应），将所得结点位移减去第一次静力有限元计算求得的结点位移，即为待求地震引起的土体永久变形。

9-2-2 土地地震永久变形计算的等价结点力模型

等价结点力模型的基本思路^[6,14]是地震动对土体变形的影响可用等价的静荷载表示。这些静荷载作用于土单元结点上，使土单元产生的偏应变与地震往返应力作用引起的偏应变相等。因此，根据土单元的永久应变势确定作用于土单元的等价结点力和相应的变形模量是两个重要的问题。

按照上述方法确定出来的永久应变势 ϵ_p 表示地震使土单元产生的大主应变 ϵ_1 ，相应的小主应变 ϵ_3 在平面应变条件下应为一 ϵ_1 。因此，地震使土单元产生的最大剪应变 γ_{\max} 为

$$\gamma_{\max} = 2\epsilon_p \quad (9-62)$$

通常认为，地震动作用以水平剪切为主。因此，可以假定土单元产生的最大剪应变发生在水平方向，即水平面是最大剪切作用面。这样，使土单元水平面上产生最大剪应变 γ_{\max} 所需要的剪应力为

$$\tau_{xy} = G_s \gamma_{\max} \quad (9-63)$$

式中： G_s ——与土单元永久应变势 ϵ_p 相应的土体静剪切模量。

往返荷载剪切试验表明，土样所产生的剪切变形的方向与土样所受的静剪应力方向一致。因此，由式 (9-63) 确定的剪应力作用方向与地震前土单元水平面上静剪应力方向一致。

根据有限单元法原理，作用于土单元边界的这组剪应力可用一组等价结点力代替。假设矩形单元的长度（水平向）和宽度（竖向）分别为 l 和 b ，各边上的剪应力 τ_{xy} 均匀分布，则土单元 4 个结点力的水平分量 F_h 和竖向分量 F_v 可表示为

$$F_h = \frac{1}{2} \tau_{xy} l \quad (9-64a)$$

$$F_v = \frac{1}{2} \tau_{xy} b \quad (9-64b)$$

结点力 F_h 和 F_v 的作用方向依据剪应力 τ_{xy} 的方向确定。这样，对每个土单元均可确定出一组等价结点力。在有限单元法计算中，对每一个结点，在其周围均有 n 个单元。那

么, 作用于该结点的总等价结点力应等于该结点周围所有土单元在这个结点上所产生的等价结点力之和。

如果土单元不是矩形, 而是任意四边形, 则可做一个虚构的矩形, 如图 9-15 (a) 所示。将按式 (9-63) 计算出的剪应力 τ_{xy} 均匀分布在这个虚构的矩形周边上, 则任一结点 i 上的等价结点力可按下式计算:

$$F_{h,i} = -\frac{1}{2} \tau_{xy} (x_{i+1} - x_{i-1}) \quad (9-65a)$$

$$F_{v,i} = \frac{1}{2} \tau_{xy} (y_{i+1} - y_{i-1}) \quad (9-65b)$$

式中, x_i 、 y_i 为结点 i 的坐标, $F_{h,i}$ 、 $F_{v,i}$ 的正方向如图 9-15 (b) 所示。

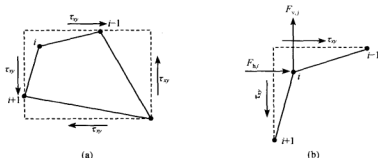


图 9-15 任意四边形单元等价结点力的确定方法示意图

下面介绍 G_s 的确定方法。假定土在体积不变条件下的应力-应变关系如图 9-16 所示。地震前, 土单元的应变状态由固结排水试验曲线上的 A 点表示; 地震动往返作用

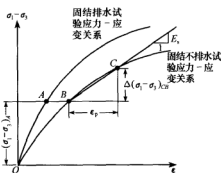


图 9-16 土单元静模量 G_s 的确定

开始时, 土的工作状态由固结排水试验曲线转到固结不排水试验曲线, 土单元的应变状态由固结不排水试验曲线上的 B 点表示。假定地震前、后土单元的静偏应力相等, 即 $(\sigma_1 - \sigma_3)_A = (\sigma_1 - \sigma_3)_B$ 。将土单元的永久应变势 ϵ_p 叠加于 B 点的应变之上, 在固结不排水试验曲线上得到 C 点。这样, 地震动作用结束时, 土单元的应变状态可由 C 点表示。因此, 地震动作用期间土单元的应变状态由 B 点变化到 C 点, 相应的割线模量 E_s 为

$$E_s = \frac{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)_{CB}}{\epsilon_p} \quad (9-66)$$

由于土单元的永久应变势 ϵ_p 是在体积不变条件下产生的, 泊松比 $\nu = 0.5$, 因此, 有 $G_s = \frac{E_s}{3}$ 。

假定固结不排水试验的应力-应变关系可用邓肯-张模型描述, 则地震动作用开始时, 土单元的应变为 ϵ_B , 相应的偏应力可表示为

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_B = \frac{\epsilon_B}{\frac{1}{K_1 \sigma_3^2} + \frac{R_f(1 - \sin\varphi)\epsilon_B}{2c\cos\varphi + 2\sigma_3 \sin\varphi}} \quad (9-67)$$

地震作用结束时,土单元的应变为 $\epsilon_B + \epsilon_p$, 相应的偏应力可表示为

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_C = \frac{\epsilon_B + \epsilon_p}{\frac{1}{K_1 \sigma_3^2} + \frac{R_f(1 - \sin\varphi)(\epsilon_B + \epsilon_p)}{2c\cos\varphi + 2\sigma_3 \sin\varphi}} \quad (9-68)$$

9-2-3 地基地震永久变形的数值分析

这里,以桩筏基础上的建筑物为研究对象,对土-桩-结构体系进行有限元离散,地基土离散为四节点等参单元和三角形单元的平面应变有限元体系;桩和梁、柱构件用梁、柱单元模拟,视为线弹性体;基础、楼板简化为梁或刚性块,假定刚性块体具有水平位移、竖向位移和转动位移三个自由度;土在静力和动力分析中均作为非线性材料,用邓肯-张模型考虑土的静力非线性特性,用等效线性黏弹性模型考虑土的动力非线性特性。对桩-土-结构体系进行静、动力分析,以确定地基土体的静、动应力场;再根据地基土体的静、动应力场,采用上述的等效结力点模型计算土体的地震永久变形。

1. 水平场地上桩基抗震性能的数值分析^[14]

图 9-17 所示为一个带桩筏基的双跨四层房屋的计算简图。筏板宽 15.6 m、厚 0.5 m,第三层尺寸取为一个框架单元宽 4.5 m。每一柱下设置 4 根长 11.5 m、截面尺寸为 40 cm×40 cm 的桩,桩间距 1.2 m,混凝土强度等级 C20。框架柱尺寸,第三、四层为 45 cm×45 cm,第一、二层为 50 cm×50 cm,混凝土强度等级为 C25,底层层高 4 m,其余各层层高 3.6 m。楼板厚 15 cm,可视为平面内的刚性楼板,楼板质心、转动中心与其形心重合,各楼层及基础的重量和转动惯量列于表 9-1。土体计算区域为筏板边缘向两侧各延伸 96 m,假想基岩深度为 20 m,基岩顶面作为固定边界。土体的静、动力分析参数列于表 9-2~表 9-4,输入地震波为 El-Centro 波,持时取为 17 s,峰值加速度调整为 0.30 g;计算结果见表 9-5~表 9-9,同时,表中还给出无桩筏基的计算结果,以资比较。

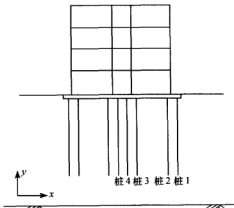


图 9-17 带桩筏基建筑示意图

表 9-1 各楼层及基础重量和转动惯量

楼 层	四	三	二	一	基 础
重量/(10 ⁴ N)	120	150	150	180	200
转动惯量/(10 ⁴ N·m ²)	174.24	217.8	217.8	261.36	405.6

表 9-2 土的邓肯-张本构模型参数

参 数	K_s	n	R_f	c/kPa	$\varphi/(^{\circ})$	泊松比 ν	重度 /(kN/m^3)
用途							
计算土体静应力场	80	0.7	0.8	10.0	25	0.40	19.0
计算土体永久变形	70	0.7	0.8	10.0	25	0.495	—

表 9-3 土的最大动剪切模量及永久应变势计算参数

K_{max}	n	S_1	C_6	S_6	C_7	S_7	N
350	0.5	-0.17	0.39	0.70	0.0	0.146	20

表 9-4 归一化剪切模量和阻尼比与应变幅值的关系

γ	5.0×10^{-4}	1.0×10^{-5}	5.0×10^{-5}	1.0×10^{-4}	5.0×10^{-4}	1.0×10^{-3}	5.0×10^{-3}	1.0×10^{-2}
$\frac{G}{G_{\text{max}}}$	0.995	0.832	0.625	0.438	0.292	0.177	0.0833	0.0416
λ	0.025	0.030	0.035	0.050	0.063	0.090	0.135	0.210

表 9-5 基础沉降量

基础类型	静力沉降/mm	地震附加沉降/mm
筏板基础	161.11	32.27
带桩筏板基础	58.83	5.77

表 9-6 (a) 地基静力变形

位置		深度/m	水平向变形/mm							
			2	4	6	8	10	12	14	16
桩 1	筏基	16.0	27.5	29.7	29.6	27.8	24.9	20.8	15.3	8.4
	带桩基础	-0.4	-0.9	-0.2	1.6	4.6	9.2	15.0	14.9	10.0
桩 2	筏基	10.3	18.8	24.8	25.8	24.8	22.2	18.4	13.4	7.3
	带桩基础	-0.2	-0.5	0.1	2.0	4.9	7.5	9.9	12.1	8.3
桩 3	筏基	1.6	4.2	6.5	7.9	8.2	7.6	6.3	4.5	2.4
	带桩基础	-0.1	-0.2	-0.4	-0.5	-0.1	1.7	5.5	4.4	2.6
桩 4	筏基	0.5	1.4	2.1	2.6	2.8	2.6	2.1	1.5	0.8
	带桩基础	0.0	-0.1	-0.1	-0.2	0.0	0.4	1.8	1.7	0.9

表 9-6 (b) 地基静力变形

深度/m 位置		竖向变形/mm								
		2	4	6	8	10	12	14	16	18
桩 1	筏基	-147.2	-102.3	-75.2	-57.3	-43.6	-32.1	-22.0	-13.1	-5.7
	带桩基础	-58.6	-58.3	-58.0	-57.7	-57.5	-57.2	-36.8	-20.4	-8.8
桩 2	筏基	-142.4	-116.7	-89.3	-67.6	-50.5	-36.4	-24.4	-14.2	-6.0
	带桩基础	-58.7	-58.5	-58.3	-58.1	-57.9	-57.8	-38.1	-22.0	-9.3
桩 3	筏基	-148.1	-129.2	-108.0	-86.3	-65.4	-46.5	-30.3	-17.1	-7.0
	带桩基础	-58.7	-58.5	-58.3	-58.1	-58.0	-57.8	-39.0	-23.6	-10.3
桩 4	筏基	-148.4	-129.9	-109.4	-87.8	-66.7	-47.5	-30.9	-17.3	-7.0
	带桩基础	-58.7	-58.6	-58.5	-58.4	-58.3	-58.2	-42.2	-24.5	-10.2

由表 9-5 可见,无论是静力作用引起的地基沉降还是地震动作用引起的地基附加沉降,筏板下设置桩基情况的数值明显小于不设置桩基情况的数值,特别是设置桩基减小地基的地震附加沉降量的效果更为显著。计算表明,当采用筏板基础时,在静荷载作用下地基能满足承载力要求,但土体将产生过大的变形,基础沉降量达 161.11 mm;在地震动作用下,基础的附加沉降为 32.27 mm;当采用带桩筏基时,基础沉降显著减小,静荷下基础沉降量为 58.83 mm,而基础的附加沉降仅为 5.77 mm。这说明当采用筏板基础时,在筏板下设置一定数量的桩,不仅能显著减小静荷下的基础沉降,也能显著减小基础的地震附加沉降,改善地基的工作性能,提高地基的抗震能力。这对于偏心结构或不均匀地基,将尤为有利。因此,在软土地基桩基设计中,根据地基允许沉降量,以控制地基变形原则来设计桩基,应予以充分重视。

表 9-7 (a) 地基的地震永久变形

深度/m 位置		水平向变形/mm								
		2	4	6	8	10	12	14	16	18
桩1	筏基	19.5	36.9	26.4	18.0	11.7	7.0	3.6	1.5	0.4
	带桩基础	3.9	3.2	2.6	2.2	2.7	4.6	5.2	3.9	2.1
桩2	筏基	15.1	29.7	22.0	15.7	10.5	6.6	3.6	1.7	0.6
	带桩基础	4.0	3.4	2.6	2.1	2.5	3.6	3.9	3.2	1.7
桩3	筏基	5.0	8.6	6.3	5.1	4.1	3.1	2.2	1.5	0.9
	带桩基础	3.6	3.0	2.3	1.5	0.7	0.9	1.9	1.9	1.3
桩4	筏基	2.5	3.3	2.4	2.1	1.9	1.7	1.4	1.1	0.8
	带桩基础	3.8	3.2	2.3	1.3	0.5	0.0	0.7	1.0	0.7

表 9-7 (b) 地基的地震永久变形

位置		深度/m	竖向变形/mm							
		2	4	6	8	10	12	14	16	18
桩1	筏基	-26.9	-17.2	-7.1	-2.3	0.0	0.8	0.9	0.6	0.2
	带桩基础	-5.3	-5.4	-5.4	-5.5	-5.5	-5.4	-3.1	-1.3	-0.3
桩2	筏基	-29.5	-20.7	-20.7	-5.3	-1.8	0.0	0.6	0.5	0.2
	带桩基础	-5.3	-5.2	-5.2	-5.1	-5.0	-4.9	-3.0	-1.5	-0.5
桩3	筏基	-30.6	-23.9	-15.7	-9.6	-5.3	-2.6	-1.0	-0.2	0.0
	带桩基础	-5.6	-5.6	-5.5	-5.5	-5.4	-5.3	-3.3	-1.7	-0.6
桩4	筏基	-30.3	-24.0	-16.8	-11.4	-7.2	-4.2	-2.1	-0.9	-0.2
	带桩基础	-5.7	-5.7	-5.6	-5.6	-5.5	-5.4	-3.8	-1.9	-0.5

表 9-8 桩身地震附加弯矩 (kN·m)

深度/m	0.5	2.0	4.0	6.0	8.0	10.0	12.0
桩 1	300.0	214.0	118.0	86.0	97.0	95.0	0.0
桩 2	303.0	212.0	117.0	85.0	101.0	75.0	0.0
桩 3	312.0	207.0	113.0	82.0	89.0	66.0	0.0
桩 4	309.0	209.0	112.0	82.0	89.0	63.0	0.0

图 9-18 和图 9-19 给出了在 1 号桩位和 3 号桩位地震动引起的附加水平变形和附加沉降随深度的变化。从表 9-6 和表 9-7 及图 9-18 和图 9-19 可以看出,桩的设置对筏板

下地基土的侧向挤出具有显著的侧向约束作用，特别是对靠近筏板的上部土层。由于地震动引起地基中饱和土体的附加变形是在体积不变条件下发生的，上述的约束侧向水平变形的作用是桩基减小附加沉降量的根本原因。上述的分析结果与桩基在地震时所表现出的良好抗震性能是一致的。表 9-8 是桩在地震动作用下弯矩随深度的变化。可见，桩的地震附加弯矩随深度很快减小，桩顶受附加弯矩较大。因此，在桩的抗震设计中，对桩顶应采取必要的结构措施。此外，表 9-6 和表 9-7 还表明，不论是在静力作用还是在地震动作用下，刚度很大的筏板将迫使各桩几乎同步下沉，并带动桩间土体也趋于同步下沉。群桩的作用犹如一个实体深基础，将上部结构荷载传递给深部土体，从而改善了地基土的受力性能。同时，由于筏板使桩同步下沉，使各桩桩顶荷载互不相等，周边桩比中部桩受荷大，这与刚性基础下基底压力分布规律相类似；且边桩的轴力分布与摩擦单桩类似，而中部桩的轴力分布与端承单桩类似。

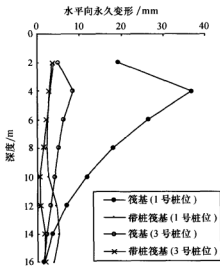


图 9-18 水平向地震永久变形随深度变化

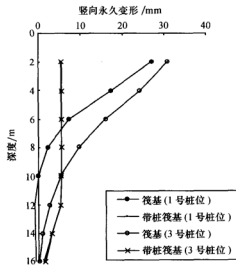


图 9-19 竖向地震永久变形随深度变化

2. 倾斜场地上桩基抗震性能的数值分析^[19]

高桩码头可以作为倾斜场地桩基的典型例子。由于岸坡土的力学性能往往较差，在几何分布上又具有一个临空的斜面，码头常处于不利的工作条件。宏观震害调查已表明，地震动作用引起岸坡土体顺坡方向的水平向永久位移是码头震害的一个重要原因。这种机制的震害不仅较重，而且修复非常困难。

以实际高桩码头为参考对象，经适当简化后，高桩码头结构及岸坡土层如图 9-20 所示。梁截面高 1.2 m，宽 0.4 m，其上钢筋混凝土面板厚 0.34 m，桩长 23.5 m。前方承台桩排架间距为 0.52 m，后方承台桩排架间距为 0.36 m。土层厚 40 m，其下为基岩。输入地震动加速度时程为 El-Centro 记录，峰值加速度调整为 0.25g。土的计算参数如表 9-9 和表 9-10 所示。

表 9-9 土的邓肯-张本构模型参数

用 途	参数 土类	K_s	n	R_t	c/kPa	$\varphi/(^{\circ})$	泊松比 ν
静力分析	回填土	200	0.60	0.82	20.0	30	0.35
	淤泥质土	110	0.70	0.80	10.0	25	0.40
	黏土	250	0.45	0.75	30.0	25	0.33
	粉质黏土	400	0.50	0.80	40.0	27	0.33
	粉砂	500	0.60	0.75	0.0	33	0.33
永久变形分析	回填土	160	0.60	0.82	20.0	30	0.35
	淤泥质土	85	0.70	0.80	10.0	25	0.40
	黏土	200	0.45	0.75	30.0	25	0.33
	粉质黏土	320	0.50	0.80	40.0	27	0.33
	粉砂	400	0.60	0.75	0.0	33	0.33

表 9-10 土的最大动剪切模量及永久应变势计算参数

土 类	K_{max}	n	S_1	C_5	S_5	C_7	S_7	泊松比 ν
回填土	612.5	0.00	-0.129	0.90	0.60	0.18	0.0	0.40
淤泥质土	500	0.65	-0.22	0.32	0.23	0.18	0.0	0.49
黏土	700	0.60	-0.129	0.90	0.60	0.18	0.0	0.49
粉质黏土	900	0.60	-0.129	0.85	0.55	0.17	0.0	0.49
粉砂	1100	0.55	-0.150	0.45	0.50	0.17	0.0	0.49

表 9-11 给出了各桩与岸坡斜面交点处、前方承台中心处、后方承台中心处和岸坡后地面的地震永久变形。可见，在斜坡场地情况下土体的水平向地震永久变形显著大于土体的竖向地震永久变形，土体的水平向地震永久变形达几十厘米，其数值与唐山地震时观测到的一些岸坡实际变形是可比的。图 9-21 表明了前方承台的 1 号和 2 号桩位和后方承台 5 号和 7 号桩位的土体水平向地震永久变形随深度增加而减小，然后又随深度增加而增加，约 14m 深度处有一个反弯点。表 9-12 给出了在各桩桩顶地震作用引起的动内力和顺从土体地震永久变形引起的附加静内力。可见，附加静内力的数值可能大于

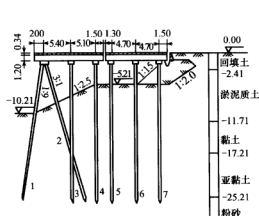


图 9-20 高桩码头简图及岸坡土层分布 (单位: m)

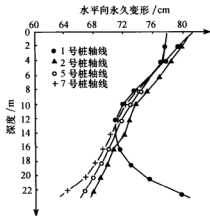


图 9-21 地震引起的高桩码头土体水平向永久变形

动内力的峰值。应指出,动内力是瞬时作用的,特别是峰值作用的时间很短,但是附加静内力是持续作用的。上述结果表明,顺从土体永久变形引起的附加静内力作用是码头结构震害不可忽视的一个因素,在土层条件不利的情况下可能成为震害的主要原因。

表 9-11 岸坡表面的土体地震永久变形

位 置	变 形	竖向/cm	水平向/cm
桩 1 与岸坡表面交点		7.45	73.23
桩 2 与岸坡表面交点		3.45	76.27
桩 3 与岸坡表面交点		2.03	77.04
桩 4 与岸坡表面交点		-1.30	78.70
桩 5 与岸坡表面交点		-0.80	77.47
桩 6 与岸坡表面交点		-1.50	77.43
前方承台中心处		2.29	81.99
后方承台中心处		-1.49	78.28
离后方承台边缘 11 米处地表		13.3	77.05

注:负的竖向变形表示向上隆起。

表 9-12 地震动引起的桩顶动内力和土体永久变形引起的桩顶附加静内力

桩 号		1	2	3	4	5	6	7
内 力								
动内力	轴力/kN	1056.0	1844.0	1043.0	395.0	280.0	198.0	589.0
	剪力/kN	24.0	36.0	59.0	336.0	195.0	105.0	95.0
	弯矩/kN·m	91.0	122.0	182.0	802.0	702.0	144.0	135.0
附加静内力	轴力/kN	-886.0	330.0	1465.0	-905.0	-175.0	270.0	-107.0
	剪力/kN	62.0	36.0	49.0	106.0	69.0	87.0	113.0
	弯矩/kN·m	-314.0	-162.0	-197.0	-333.0	-23.0	-19.0	18.0

上述桩承建筑物和高桩码头作为水平和斜坡场地上的典型结构物,其数值分析结果与其地震时的实际性状是相一致的;当土质条件差,特别是在斜坡场地情况下,地震引起的土体永久变形及顺从土体永久变形在结构单元引起的附加静内力可达到很大的数值,是桩-土-结构体系震害的一个重要原因。

9-3 土体地震永久变形计算的随机反应分析法

9-3-1 土单元永久应变势的随机反应分析^[12]

当基岩输入地震动视为随机过程时,土体中任一单元的地震剪应力也是随机过程,则土单元永久应变势经验公式(9-54)中的动剪应力比 a_d 和振动次数 N 也是随机过程。由于土的动强度是与一定的往返作用次数相对应的,按照土单元破坏意义上的等效,应预先指定等效作用次数 N_{eq} ,如 15 次、20 次,与之对应的土的等效地震剪应力 $\tau_{eq,d}$ 可按下述方法确定。

所谓等效就是土单元破坏意义上的等效,即如果把随机剪应力过程 $S(t)$ 和幅值为 S_{eq} 的简谐剪应力过程 $S_{eq}(t)$ 分别加到土样上时,它们将最终产生相同的破坏效果,即

达到相同的破坏应变或其他指定的破坏标准。显然,为了产生相同的破坏效果,可以取低的等效简谐应力幅值 S_{eq} 和高的等效循环次数 N_{eq} ,也可以取高的 S_{eq} 和低的 N_{eq} 。

由于地震动作用下土体的破坏或液化具有疲劳累积损伤的特性,因此,可以引入广泛应用的 Palmgren-Miner 线性累积损伤假定,将每级剪应力引起的损伤线性叠加成为总损伤。当总损伤超过土体所能承受的损伤时,则土体将发生破坏或液化。

大量的土体动强度或液化试验结果表明,在动三轴均等固结试验条件下,土样达到破坏或液化所需的循环次数 N 和破坏面上的简谐剪应力幅值 S 满足下述关系:

$$N = KS^{-m} \quad (9-69)$$

式中: K 、 m ——试验常数,与土的类型和状态有关。

设土单元破坏面上幅值为 S_i 的简谐剪应力引起土体疲劳破坏时的重复次数为 $N_i(S_i)$,若实际剪应力幅值 S_i 仅重复 $n_i(S_i)$ 周,则根据 Miner 线性损伤累积假设,它所引起的累积损伤 D 可表示为

$$D = \frac{n_i(S_i)}{N_i(S_i)} \quad (9-70)$$

D 是无量纲数, $0 < D < 1$ 。当 $D=1$ 时认为土体发生疲劳破坏。

在不同幅值的剪应力重复不同周数的情况下,土体的疲劳累积损伤可表示为每级荷载引起的疲劳损伤的线性叠加,即

$$D = \sum_{i=1}^m \frac{n_i(S_i)}{N_i(S_i)} \quad (9-71)$$

当土体中的剪应力过程 $S(t)$ 为零均值平稳随机过程时,则式 (9-71) 可以写成积分形式:

$$D = \int_0^\infty \frac{n(S)}{N(S)} dS \quad (9-72)$$

式中: $n(S)dS$ ——表示剪应力幅值在 S 和 $S+dS$ 之间的应力循环随机次数。

上述积分表明 D 是一个随机变量。由于 $N(S)$ 是幅值 S 的确定性函数,因此,期望值 $E[D]$ 由式 (9-73) 给出:

$$E[D] = \int_0^\infty \frac{1}{K} S^m E[n(S)] dS \quad (9-73)$$

式中: $E[n(S)]dS$ ——表示剪应力幅值在 S 和 $S+dS$ 之间的期望循环次数。

将 Lutes 和 Larsen (1990)^[80] 提出的关于随机应力下材料疲劳累积损伤预测的研究成果应用于土体疲劳累积损伤估计,由式 (9-73) 可得

$$E[D] = \frac{2^{\frac{m}{2}} T}{2\pi K} \Gamma\left(1 + \frac{m}{2}\right) [\lambda_m^2(S(t))]^{\frac{m}{2}} \quad (9-74)$$

式中: $\lambda_m^2(S(t))$ ——随机剪应力过程 $S(t)$ 的第 $\frac{2}{m}$ 阶谱矩;

T ——持续时间 (s);

$\Gamma(*)$ ——Gamma 函数。

对于非均等固结动三轴试验情况,式 (9-69) 宜改写为

$$N = K' \alpha_d^{-m} \quad (9-75)$$

式中: K' ——试验常数;

α_d^{-m} ——土单元破坏面上的简谐动剪应力比的幅值。

相应地, 式 (9-74) 可改写为

$$E[D] = \frac{2^{\frac{m}{2}} T}{2\pi K'} \Gamma\left(1 + \frac{m}{2}\right) [\lambda_m^{\frac{1}{2}}(\alpha_d(t))]^{\frac{m}{2}} \quad (9-76)$$

由式 (9-39) 可知, 在平面应变条件下土单元破坏面上的动剪应力比 $\alpha_d(t)$ 和水平地震剪应力 $\tau_{xy,d}(t)$ 存在如下关系:

$$\alpha_d(t) = \frac{2\tau_{xy,d}(t)}{[(\sigma_y - \sigma_x) - \sqrt{(\sigma_x + \sigma_y + 2\sigma_n)^2 - 4\tau_{xy}^2}]} = \beta\tau_{xy,d}(t) \quad (9-77)$$

显然, 土单元破坏面上动剪应力比 $\alpha_d(t)$ 和水平地震剪应力 $\tau_{xy,d}(t)$ 的单边功率谱密度和谱矩有如下关系:

$$S_{\alpha_d}(\omega) = \beta^2 S_{\tau_{xy,d}}(\omega) \quad (9-78)$$

$$\lambda_m^{\frac{1}{2}}(\alpha_d(t)) = \int_0^\infty \omega^{\frac{m}{2}} S_{\alpha_d}(\omega) d\omega = \int_0^\infty \beta^2 \omega^{\frac{m}{2}} S_{\tau_{xy,d}}(\omega) d\omega = \beta^2 \lambda_m^{\frac{1}{2}}(\tau_{xy,d}(t)) \quad (9-79)$$

由式 (9-76) 可知, 以土单元破坏面上的应力条件代表土单元的应力条件, 将式 (9-79) 代入式 (9-76) 得土单元在随机地震剪应力下的期望累积疲劳损伤为

$$E[D] = \frac{T}{2\pi K'} \Gamma\left(1 + \frac{m}{2}\right) [2\beta^2 \lambda_m^{\frac{1}{2}}(\tau_{xy,d}(t))]^{\frac{m}{2}} \quad (9-80)$$

假设土单元水平面上的等效简谐剪应力幅值为 τ_d , 则土单元破坏面上的等效简谐动剪应力比幅值 $\alpha_d = \beta\tau_d$ 。根据 Miner 定律, 在循环作用 N_{eq} 次下土单元的疲劳累积损伤为

$$D = \frac{N_{eq}}{N(\alpha_d)} = \frac{N_{eq}}{K'} \alpha_d^m = \frac{N_{eq}}{K'} \beta^m \tau_d^m \quad (9-81)$$

令 $D = E(D)$, 可得

$$\tau_d = \left[\frac{T}{2\pi N_{eq}} \Gamma\left(1 + \frac{m}{2}\right) \right]^{\frac{1}{m}} \sqrt{2\lambda_m^{\frac{1}{2}}(\tau_{xy,d}(t))} \quad (9-82)$$

式 (9-82) 也可改写为

$$N_{eq} = \frac{T}{2\pi} \Gamma\left(1 + \frac{m}{2}\right) \left[\frac{2\lambda_m^{\frac{1}{2}}(\tau_{xy,d}(t))}{\tau_d^2} \right]^{\frac{m}{2}} \quad (9-83)$$

利用式 (9-82) 或式 (9-83), 一旦确定了等效往返作用次数 N_{eq} 或 τ_d , 就可相应地确定其对应的 τ_d 或 N_{eq} 。

按式 (9-82) 计算与指定等效作用次数 N_{eq} 所对应的土单元水平面上的等效地震剪应力幅值 τ_d , 代入土单元永久应变势经验公式 (9-54), 可得随机地震动作用下土单元永久应变势的期望值 $E[\epsilon_p]$:

$$E[\epsilon_p] = 0.1 \left[\frac{2\sqrt{K_s}}{C_s} \beta \tau_d \left(\frac{N_{eq}}{10} \right)^{-s_1} \right]^{\frac{1}{s_2}} \quad (9-84)$$

这样, 一旦确定了土单元永久应变势的期望值, 随后可像上述确定性分析一样进行地基土的永久变形分析, 得出的永久变形可视为随机地震动作用下地基土永久变形的期望值。

9-3-2 土地地震永久变形的随机反应分析^[12]

假定某均质土坝直接位于基岩上,坝高 30 m,坝顶宽 9 m,土坝的上、下游边坡均为 1:2.5,蓄水深 24 m。用二维等参单元离散土坝,共 148 个节点、138 个单元。

用邓肯-张本构模型考虑土的静力非线性特性,模型参数见表 9-13。土坝的静力分析分两步进行:第一步是对蓄水前土坝在自重下进行静力分析,确定土坝中的自重应力分布;第二步是考虑蓄水的影响,确定土坝中因蓄水产生的附加应力分布,此时,浸润线以下部分土体的邓肯-张本构模型参数应有别于蓄水前土的邓肯-张本构模型参数。这样,土坝任一单元的静应力为自重应力和蓄水产生的附加应力之和。

表 9-13 土的邓肯-张本构模型参数

用 途	位置	参 数	K_0	n	R_f	c/kPa	$\varphi/(^{\circ})$	泊松比 ν	K_{ur}	重度/ (kN/m^3)
静力分析	蓄水前	浸润线以上	400.0	0.60	0.80	35.0	30	0.35	720.0	—
	蓄水后	浸润线以上	400.0	0.60	0.80	35.0	30	0.35	720.0	17.5
		浸润线以下	350.0	0.60	0.80	50.0	27.0	0.35	630.0	
永久变形分析		浸润线以上	400.0	0.60	0.80	35.0	30	0.35	—	—
		浸润线以下	330.0	0.60	0.80	32.0	30.0	0.49	—	—

用等效线性黏弹性模型考虑土的动力非线性特性,土的动剪切模量按式(4-59)确定,其中, $A=1.0$, $B=0.50$, $\gamma_c=4.0 \times 10^{-4}$;土的阻尼比按式(4-60)确定,最大阻尼比 $\lambda_0=0.25$,阻尼比指数 $\beta=1.0$;土的最大动剪切模量 G_{\max} 根据震前土单元的静应力状态按式(4-109)确定,土动力特性其他参数见表 9-14。

表 9-14 土的最大动剪切模量及永久应变势计算参数

参 数 位置	K_{\max}	n	S_1	C_5	S_6	C_7	S_7	泊松比 ν
浸润线以上	1530.0	0.80	—	—	—	—	—	0.35
浸润线以下	1310.0	0.80	-0.13	1.0	0.80	0.18	0.0	0.49

随机地震动模型采用式(3-84)表示的 Kanai-Tajimi 功率谱模型,谱参数 $\omega_g=5\pi \text{ rad/s}$, $\lambda_g=0.6$, $S_0=35.87 \text{ cm}^2/\text{s}^2$,若取峰值因子 $r_p=3.0$,则基岩峰值加速度 $a_{\max}=2.0 \text{ m/s}^2$,相当于烈度 8 度的地震动作用。采用 7-3 节的随机地震反应分析法求得坝中心轴线不同高度处的加速度反应,如表 9-15 所示。可以看出,超越概率为 50% 的最大加速度反应大致与最大加速度反应的期望值相等,超越概率为 5% 的最大加速度反应大致与期望值加 1 倍标准差,最大加速度反应的标准差大约为期望值的 20%,而最大加速度反应的期望值约为加速度反应过程均方差的 3.1~3.2 倍。

表 9-15 坝中心轴线不同高度处的随机加速度反应统计值

高 度	加速度反应过程的均方差	峰值加速度/(m/s^2)				
		期望值	标准差	5%超越概率	15%超越概率	50%超越概率
H	2.064	6.623	1.342	8.002	7.360	6.461
0.8H	1.530	4.805	0.994	5.845	5.362	4.681

续表

高 度	加速度反 应过程的 均方差	峰值加速度/(cm/s^2)				
		期望值	标准差	5%超越概率	15%超越概率	50%超越概率
0.60H	1.148	3.573	0.746	4.359	3.994	3.478
0.4H	0.814	2.590	0.529	3.138	2.883	2.525
0.2H	0.630	2.060	0.410	2.474	2.281	2.011

土坝地震永久变形分析是在土坝静力分析和随机地震反应分析的基础上进行的。假设浸润线以上部分土体非饱和,只有浸润线以下部分饱和和土体产生永久应变势,并使整个土坝产生地震永久变形。取等效往返振动作用次数 $N_{eq}=15$, 土的强度指数 $m=7.7$ 。土坝地震永久变形分析结果如图 9-22 所示。由图可见,土坝的最大地震水平向永久变形不一定发生在坝顶,也有可能在下游坡中部位置、上游坡库水位附近的地震永久变形较大;土坝的最大地震竖向永久变形则发生在坝顶位置。另外,土坝的地震永久变形模式是坝顶震陷和向下游坡方向推移,这与实际震害现象是一致的。

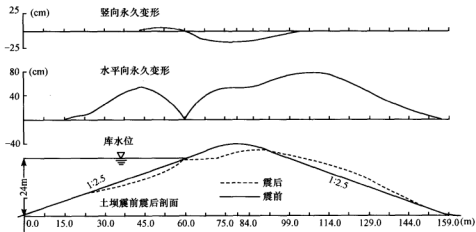


图 9-22 随机地震作用下土坝的永久变形

9-4 地基震陷计算的简化方法

土的软化现象是土骨架软化的反映,当饱和和软土经受地震作用时,由于土暂时处于不排水或几乎不排水的状态,土体体积几乎没有变化,土骨架呈压缩趋势,土中的有效应力将随着振动逐渐转化为孔隙水压力,从而使土体呈软化现象;同时,由于土中的有效应力降低,致使土的抗剪强度降低,在原有偏应力作用下土颗粒间已经稳定的联结进一步遭到破坏,土的黏结力亦随之降低,这些都是促使土软化的因素。液化是软化的一种表现形式,饱和砂性土在瞬时的地震作用过程中几乎不排水,因震动作用而不断软化,从而产生震陷。从饱和砂土层中振动孔隙水压力开始上升直至喷砂冒水,可以认为是饱和砂土的软化过程。显然,在饱和砂土未达到完全液化前,饱和砂土的软化性震

陷将起主要作用。根据软化模型的概念,建筑物地基的震陷分析可简化为做两次静力有限元分析,第一次静力有限元分析用土体震前的模量,第二次静力有限元分析用土体震后的软化模量,两次静力有限元分析的位移之差即为地震引起的附加沉降(震陷)。对于重要工程而言,采用有限元分析地基的震陷是必要的;但对一般工程而言,事实上不可能做这样大量的土工试验研究和理论计算,采用简化方法估计地基的震陷量是更为现实可行的。

9-4-1 基于模量软化的地基分层总和法^[9.21,22]

1. 基于模量软化的地基分层总和法原理

这里介绍的地基震陷简化计算方法适用于分析地震时土体在体积不变条件下因剪切变形所引起的建筑物地基的附加沉降。这种机制的沉降与土受到的剪切作用有关,是建筑物地基地震破坏程度的一种度量,它主要发生在建筑物地基中的饱和松散砂层、粉土层和软黏性土层。该简化方法基于以下三个基本概念:①地震动使土单元产生永久应变势;②地震动作用下土体的永久变形可采用软化模型计算;③多层建筑物地基的地震附加沉降可采用分层总和法计算。其计算步骤如下:

(1) 计算土的自重应力。假定地面为水平或接近水平,其竖向和侧向正应力分别为最大和最小主应力(σ_1 和 $k_0\sigma_1$),水平面上的剪应力为零($\tau_{xz}=0$),地基无侧向变形。

(2) 计算土层中由建筑物荷载(按长期效应组合)引起的静应力 σ_{z_0} 。

(3) 计算土层中的总静应力 σ_z 。总静应力等于土的自重应力 σ_{z_1} 和建筑物荷载引起的附加应力 σ_{z_2} 之和,即 $\sigma_z = \sigma_{z_1} + \sigma_{z_2}$ 。

(4) 计算土层中地震惯性力引起的水平剪应力 τ_{xz,d_1} ,采用8-6-2节中式(8-40)计算的等效等幅往返剪应力 τ_{ex} 。

(5) 计算上部结构的地震惯性力在土层中产生的水平剪应力 τ_{xz,d_2} 。多层建筑物的基底地震剪力可按《建筑抗震设计规范》GB50011—2001的规定求出,并假定其均匀分布于整个基础底面上。

采用底部剪力法时,结构底部的水平地震作用标准值按式(9-85)确定:

$$F_{ek} = \alpha_{max} G_{eq} \quad (9-85)$$

式中: F_{ek} ——结构总水平地震标准值;

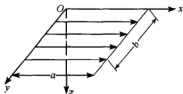
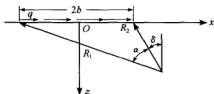
α_{max} ——水平地震影响系数最大值。

计算地表均布水平荷载作用下土层中的水平剪应力 τ_{xz,d_2} ,可按土力学教科书中的方法进行。例如,在矩形均匀水平荷载(见图9-23)作用下,矩形角点下的剪应力 τ_{xz} ,可由式(9-86)计算(Holl, 1940)^[23]。

$$\tau_{xz} = \frac{q}{2\pi} \left[\tan^{-1} \left(\frac{ab}{z \sqrt{z^2 + a^2 + b^2}} \right) - \frac{abz}{(a^2 + z^2) \sqrt{z^2 + a^2 + b^2}} \right] \quad (9-86)$$

对于非矩形角点下的应力,可运用叠加原理计算。又如,对于无限长条均匀水平荷载(见图9-24)作用下,土中的剪应力 τ_{xz} 可由式(9-87)计算(Poulos, 1974)^[23]。

$$\tau_{xz} = \frac{q}{\pi} [\alpha - \sin \alpha \cos(\alpha + 2\delta)] \quad (9-87)$$

图 9-23 矩形均匀水平荷载 q 图 9-24 无限长条均匀水平荷载 q

(6) 计算土层中的总水平地震剪应力 $\tau_{xz,d}$ 。地基中的水平地震剪应力由上述两部分水平剪应力组成, 由于 τ_{xz,d_1} 和 τ_{xz,d_2} 都是随机变量, 两者不能简单地叠加, 可按式 (9-88) 组合。

$$\tau_{xz,d} = \sqrt{\tau_{xz,d_1}^2 + \tau_{xz,d_2}^2} \quad (9-88)$$

(7) 按式 (9-54) 计算土层中的永久应变势 ϵ_p 。此时, 根据经验, 宜对式 (9-88) 求得的水平地震剪应力 $\tau_{xz,d}$ 乘以修正系数 β , 取 $\beta=0.88\sim 1.15$, 通常宜取 $\beta=1.05$ 。

应注意公式 (9-54) 中 ϵ_p 实际取值。三轴试验得到的 ϵ_p 计算公式只考虑了应力条件而没有考虑边界条件的影响, 但在简化计算时考虑了边界条件; 试验给出的经验公式仅当 ϵ_p 值小于一定限值时才适用。因此, 当计算得到的土单元永久应变势 ϵ_p 过大时要给它一个限定值。该限定值可根据土的类型和土层深度不同, 取 $5\%\sim 15\%$ 。

(8) 采用邓肯-张模型表示土的应力-应变关系, 按式 (9-61) 计算地震前的静变形模量 E_s ; 根据模量软化概念, 按式 (9-57) 计算地震后的软化模量 E_F 。

(9) 计算土层在地震动作用下的竖向附加应变。因土单元的静应力均已求出, 且认为地震前后是不变的, 根据平面应变状态下的胡克定律有

$$\epsilon_z = \frac{\sigma_z(1-\nu^2) - \nu(1+\nu)\sigma_x}{E} \quad (9-89)$$

式中: ν ——土的泊松比;

σ_x 、 σ_z ——水平向和竖向静正应力。

将地震前、后土的模量和泊松比 E_s 、 ν_s 及 E_F 、 ν_F 代入式 (9-89), 即可得地震前、后的竖向应变 $\epsilon_{z,i}$ 和 $\epsilon_{z,F}$, 则地震引起的竖向附加应变 $\Delta\epsilon_z$ 为

$$\Delta\epsilon_z = \epsilon_{z,F} - \epsilon_{z,i} \quad (9-90)$$

(10) 计算地震引起的附加沉陷 (震陷量)。根据土力学中分层总和法原理可得出总的震陷量为

$$s = \sum_{l=1}^n \Delta\epsilon_{z,l} h_l \quad (9-91)$$

式中: $\Delta\epsilon_{z,l}$ 、 h_l ——第 l 分层土的竖向附加应变和土层厚度。

由于该震陷简化计算方法有许多假定, 土的静、动力参数的测定和经验表达式的建立都有一定的误差, 因此, 地基震陷的计算值和实际值之间必定有差别。为消除和减小这种差别, 引入修正系数 c_r , 筏基取 $c_r=1.0$, 条基取 $c_r=0.9$ 。

2. 影响多层建筑物地基震陷量的因素及其基本规律^[10]

典型场地的主要土层为黄泛冲积黏土层 (软~可塑)、黄泛冲积粉土层 (稍~中

密)、古河道沉积粉质黏土层(软塑)、黏土(可塑~硬塑)、砂土层(中密~密实)。它们埋深浅,多在20 m以内,厚度不均匀,大致在1.0~10.0 m,属中高压缩性、中等强度的土,该特性决定了它们在强地震时会发生震陷等地面破坏。首先假设该场地上建有6层的民用建筑住宅,采用筏基,其尺寸为60 m×15 m,埋深1.2 m,基底压力 $p=72$ kPa,地下水位埋深1.0 m,以筏基中心点的震陷量为基准,探讨在此基准下建筑物基底压力、地震烈度、基础埋深、基础尺寸、基础型式等发生变化时,对地基震陷量变化的影响规律。关于计算深度,有关资料研究表明^[24],对震陷起主要作用的土层是在基础下10 m范围内,约在15 m以下时,条基和筏基的震陷量都显著减小,一般计算深度取20 m,分层厚度1 m即可,土层的天然分层位置应为计算的分层位置。建筑物对地基的影响主要表现在基底附加应力上,简化方法中忽略建筑物高度和刚度的影响,将其重力、基础宽度及埋深等作为影响震陷的主要因素。该场地地基土层描述如下:

- ① 素填土,土层深1.2 m,饱和重度 $\gamma=17.6$ kN/m³,地下水位1.0 m;
- ② 粉土,土层深1.2~5.9 m,饱和重度 $\gamma=19.5$ kN/m³;地基承载力特征值 $f_{ak}=110\sim130$ kPa;
- ③ 粉质黏土与粉土互层,土层深5.9~8.8 m,饱和重度 $\gamma=19.6$ kN/m³;
- ④ 粉土,土层深8.8~11.1 m,饱和重度 $\gamma_{sat}=19.8$ kN/m³;
- ⑤ 粉质黏土,土层深11.1~14.3 m,饱和重度 $\gamma_{sat}=18.9$ kN/m³;
- ⑥ 黏土,层深14.3~16.3 m,饱和重度 $\gamma_{sat}=19.7$ kN/m³;
- ⑦ 粉质黏土,土层深16.3~20.0 m,饱和重度 $\gamma_{sat}=18.6$ kN/m³。

影响建筑物地基震陷量的因素主要有以下几个方面:

(1) 液化土层的厚度、层位和密实度(或强度),这可从计算中各分层沉降量的大小体现出来。

(2) 非液化土层和未完全液化的砂土和粉土层的强度。从计算的各分层沉降量的结果中可以看出,非液化土层和未完全液化的土层也会产生很大的沉降,与液化层的震陷一起反映在建筑物的总震陷量中。

(3) 建筑物的特点,包括建筑高度、基底压力、基础类型等。由简化计算方法中可以看出地基土中的附加静应力和附加动应力均与建筑物特性有关。

(4) 地震烈度、峰值加速度等因素。

这里,着重从以下几方面探讨诸多因素对震陷量影响的规律。

1) 建筑物基底压力对地基震陷的影响

震害资料表明,若地基静力设计不当,基底压力大于允许地基承载力时,震陷量将会显著增大,甚至在6度地震作用下也会产生明显的地基震陷^[25],这里排除这种情况。通过调整建筑物层数来调节基底压力,不考虑由于上部结构不同层高、构造、形状等因素对地基震陷量造成的影响。对不同的基底压力,在不同的地震烈度、地面峰值加速度下,多层建筑物地基震陷量大小的计算结果如表9-16所示。从表中可看出,基底压力对地基震陷量的影响比较大。可见,在其他条件不变的情况下,地基震陷量随基底压力的增大而增大,而且增大的幅度也较大。因此,减小基底压力是一种有效的地基抗震措施。一般地,减轻上部结构荷载的效果要优于加大基础面积的效果。因为,上部结构荷

载的减小使得附加静应力和动应力减小,从而使得震陷量减小;而基础面积的增大,使得遭受软化作用的土层影响深度增大,从而产生较大的震陷量。

表 9-16 基底压力对筏基多层建筑物地基震陷量的影响 (mm)

烈度及设计基本 地震加速度/ <i>g</i>		建筑物基底压力/ <i>kPa</i>						
		48	60	72	84	96	108	120
7	0.10	21.8	34.5	53.3	105.6	138.2	138.2	174.2
	0.15	73.0	80.6	93.3	132.0	156.7	156.7	184.3
8	0.20	352.1	420.0	469.6	522.7	531.3	531.3	532.2
	0.30	611.8	610.9	612.8	623.8	632.7	632.7	643.8

2) 地震动强度对地基震陷的影响

对上述地基条件下的 6 层筏基建筑物,不同设防烈度、设计基本地震加速度对应的地基震陷量如表 9-17 所示。由表 9-17 看出,当地震烈度为 6 度时,地基震陷量很小,可以认为几乎不会产生地基震陷;当地震烈度 7 度、地面峰值加速度为 $0.1g$ 时,地基震陷量大约在 53 mm 左右,此时多层民用建筑物会发生损坏;地基震陷量随着地震动强度的增大而逐渐增大,且似乎存在某一临界加速度,当地面地震动峰值加速度大于这一临界值时,震陷量急剧增加。经计算,地面地震动峰值加速度约为 $0.088g$ 时,该 6 层筏基建筑物的地基震陷量约为 20 mm,此时,房屋会发生轻微损害;当地面地震动峰值加速度大于 $0.088g$ 时,该 6 层筏基建筑物的地基震陷量急剧加大。因此,可以认为,该 6 层筏基建筑物的临界地震动加速度大约为 $0.088g$ 。

表 9-17 地震动强度对 6 层筏基建筑物地基震陷量的影响

设防烈度	6	7		8		9
设计基本地震加速度/ g	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40
地基震陷量/mm	1.0	53.3	383.4	508.4	702.1	859.2

3) 基础埋深对地基震陷的影响

基础埋深的增大在一定程度上减小了地震引起的地基附加动应力。可以预测,随基础埋深的加大,其震陷量会逐渐减小。这里,仍然考虑上述地基条件下的 6 层筏基建筑物,在设防烈度为 7 度、设计基本地震加速度为 $0.10g$ 和 $0.15g$ 时,且其他条件不变的情况下,地基震陷量随基础埋深的变化如表 9-18 所示。可以看出,震陷量随基础埋深的增大而减小。因此,在满足地基允许承载力情况下,把增大基础埋深作为减小建筑物地基震陷量、提高地基抗震能力的一种措施是可取的。

表 9-18 基础埋深对 6 层筏基建筑物地基震陷量的影响 (mm)

烈度及设计基本地震 加速度/ <i>g</i>		基础埋深/ <i>m</i>					
		0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2
7	0.10	66.3	64.2	61.9	59.3	56.4	53.3
	0.15	455.5	441.2	427.2	413.3	399.7	383.4

4) 基础尺寸对地基震陷的影响

宏观现象和数值计算表明,基础面积的增大将导致遭受软化作用的地基土层深度的

增加,从而产生较大的地基震陷量。对上述地基条件下的6层筏基建筑物,假定基础埋深 $D=1.2\text{ m}$,设防烈度7度、设计基本地震加速度为 0.15 g ,且其他条件不变时不同基础尺寸下的地基震陷量如表9-19所示。由表9-19可见,在基础宽度不变的情况下,地基震陷量随基础长度的减小而逐渐减小;在基础长度不变的情况下,地基震陷量随基础宽度的增大而增大,而且其增加幅度也比较大。造成这种现象的主要原因是由于基础面积的加大,其遭受基底剪力作用的地基土层深度加大,从而产生较大的地基震陷。因此,可以把减小基础面积作为一种地基抗震的有效措施;此外,减小基础宽度对提高地基抗震能力的效果比减小基础长度的效果要好一些。

表9-19 基础尺寸对6层筏基建筑物地基震陷量的影响

基础尺寸/m	地基震陷量/mm	基础尺寸/m	地基震陷量/mm	基础尺寸/m	地基震陷量/mm
68×13	371.5	68×15	385.9	68×17	393.9
64×13	370.3	64×15	384.4	64×17	392.7
60×13	368.9	60×15	383.4	60×17	391.4
56×13	367.3	56×15	382.2	56×17	389.9
52×13	365.3	52×15	380.8	52×17	388.0

5) 基础型式对震陷量的影响

对于基底压力 $p=72\text{ kPa}$ 的多层建筑物,在7度地震作用下不同宽度的条形基础与筏基的地基震陷量如表9-20所示。可以看出,当基底压力相同时筏基的地基震陷量要远大于条基的地基震陷量,其主要原因是在相同深度的土层中筏基所产生的地基附加应力远大于条基所产生的地基附加应力,且筏基的附加应力影响深度也远大于条基的附加应力影响深度。同时,由表9-20可看出,当条形基础宽 $B=1.2\text{ m}$ 时,地基震陷量最小;在相同基底压力下多层建筑物筏板基础下地基土震陷量远大于条形基础下的震陷量。

表9-20 筏基与条基的地基震陷量比较

基础型式	筏基	条形基础						
基础尺寸/m	$L=60, B=15$	$B=0.4$	$B=0.8$	$B=1.2$	$B=1.6$	$B=2.0$	$B=2.4$	$B=2.8$
地基震陷量 /mm	0.10g	53.3	8.5	8.2	8.2	8.4	8.9	9.7
	0.15g	383.4	104.4	101.3	100.3	102.3	107.9	116.8

3. 地基基础震害等级划分

根据唐山地震、海城地震时天津、唐山和海城的一些建筑物地基沉降的实测资料,将上述简化方法计算的地基震陷量与实测的地基沉降资料及现场震害的描述进行比较,考虑到上部建筑物的震害一般分为完好、轻微损坏、损坏、破坏和倒塌五个等级,为了便于比较建筑物和地基基础的震害程度,根据计算的地基震陷值大小,按上述五个等级来划分地基基础的震害等级,如表9-21所示,供设计者参考^[21,22]。

表 9-21 地基基础震害等级划分

震害等级	完好	轻微损坏	损坏	破坏	倒塌
震害指数	0	0.2	0.4	0.6	0.8~1.0
房屋的震害描述	基本无损或完好	墙体无塌落, 但有小裂缝或少量溜瓦, 不修复仍可使用; 主要墙体无塌落, 但严重裂缝或屋顶溜瓦较多, 需修复才能使用	主要墙体局部倒塌	墙体大部分倒塌, 房架基本未倾斜	墙体全部倒塌, 屋架倾斜显著, 房屋全部倒塌
地基震陷量 S/mm	$S \leq 20$	$20 < S \leq 40$	$40 < S \leq 80$	$80 < S \leq 400$	$S > 400$
地基及建筑物震害描述	地基和基础一般无震害	一般不引起建筑物的不均匀沉降, 沉降量较小, 无震害	出现建筑物的不均匀沉降, 在不利结构和土质下, 不均匀沉降较大	地震引起的附加不均匀沉降可达 400 mm 左右, 高重心结构产生较严重的倾斜	附加的不均匀沉降在 400 mm 以上, 个别点的沉降甚至在 1 m 左右, 建筑物出现倾倒现象

9-4-2 基于径向基函数的神经网络模型法^[11]

这里, 以日本新潟地震、中国海城地震和唐山地震中砂土液化引起的地基震陷实测资料为基础, 采用 8-8-1 节的径向基函数 (简称 RBF) 神经网络建立各主要影响因素与地基震陷量之间的非线性关系, 实现神经网络模型对地基震陷量的自动预估, 并利用该模型建立因素影响趋势线, 通过该神经网络模型的建立、运行和检验, 研究各因素对地基震陷的若干影响规律。

1. 砂土液化震陷的 RBF 神经网络模型预估法

建筑物震陷预估应以尽可能多的实际地基震陷资料为依据, 但在历次地震中遭受震害的建筑物中, 具有完整的地质资料和震害资料的较少, 这也是研究地基震陷的困难之处。这里收集了日本新潟地震中钢筋混凝土结构的地基震陷实例 35 个、中国海城地震和唐山地震中各类建筑的地基震陷实例 34 个, 总计实例 69 个^[26,27]。选取其中的 61 个地基震陷实例作为总体样本, 其中学习样本 41 个, 检验样本 20 个。

建筑物地基震陷的发生和发展是一个十分复杂的过程。饱和砂土液化引起的建筑物地基震陷主要与三方面因素相关^[28]: ① 地震动参数方面: 震级、烈度、震中距、地面地震动峰值加速度等; ② 上部结构特征方面: 结构类型、层数、平面布置, 荷载大小, 基础类型、基础尺寸及埋深等; ③ 地基土方面: 土的类型, 土层厚度, 土颗粒粒度、级配、密实度, 地基承载力, 液化土层厚度、埋深, 上覆非液化土层厚度, 地下水埋藏条件等。

地震动方面选取地震烈度 I , 上部结构特征方面选取基底压力 p 、基础类型 T 、长高比 L/H 、宽深比 B_D ($B_D = B/D_1$, B 为建筑物宽度或单独基础宽度, D_1 为自地面算起的砂土液化层底深度), 地基土方面选取土的相对密度 D_r 、上覆非液化土层厚度 D_n (m)、地下水位 d_w (m), 共 8 个影响建筑物地基震陷的主要因素作为神经网络模型的输入, 地基震陷量与砂土液化层底深度之比 $s_D = s/D_1$ 作为网络的输出。

表 9-22 和表 9-23 是 RBF 神经网络模型预测砂土地基液化震陷的部分学习样本和检验样本的预测结果。可以看出, RBF 神经网络模型预测的地基震陷量和实际地基震陷

量之间的误差大约为10%，其预测精度较好。因此，采用RBF神经网络模型预测砂土液化引起的地基震陷量是有效和可靠的。

表 9-22 学习样本的输入和输出值

序 号	烈度 I	基础类型 T	长高比 L/H	基底平均压力 p/kPa	宽深比 B_D	相对密度 D_r	非液化层厚度 D_n/m	地下水位 d_w/m	实际震陷比 s_D	RBF 模型预测值
1	7	1	2.3	60	0.82	0.62	11.0	1.0	0.068	0.0698
2	8	1	1.8	120	0.57	0.51	14	1.0	0.112	0.1132
3	7	1	3.6	65	1.63	0.55	12.0	1.5	0.062	0.0635
4	9	1	6.8	130	1.12	0.53	8.5	1.0	0.117	0.1165
5	8	4	2.1	90	1.85	0.60	7.2	2.5	0.060	0.0600
6	8	1	4.0	85	0.50	0.58	12.0	3.0	0.083	0.0816
7	9	2	4.0	160	0.48	0.45	7.5	1.35	0.211	0.2111
8	8	1	3.9	75	0.42	0.55	11.7	1.5	0.101	0.0940
9	9	2	2.9	140	0.50	0.45	8.8	2.5	0.198	0.0917
10	7	2	1.7	110	1.38	0.65	7.5	2.5	0.013	0.0133
11	7	1	2.3	60	0.82	0.62	11.0	1.0	0.073	0.0698
12	8	1	1.8	120	0.57	0.51	14	1.0	0.113	0.1132
13	7	1	3.6	65	1.63	0.55	12.0	1.5	0.065	0.0635
14	7	1	6.8	130	1.12	0.53	8.5	1.0	0.109	0.1095
15	8	1	2.1	90	1.85	0.60	7.2	2.5	0.061	0.0647
16	7	1	4.0	85	0.50	0.58	12.0	3.0	0.079	0.0802
17	7	2	4.0	160	0.48	0.45	7.5	1.35	0.213	0.2129
18	7	2	3.9	75	0.42	0.55	11.7	1.5	0.087	0.0855
19	8	2	2.9	140	0.50	0.45	8.8	2.5	0.179	0.1853
20	9	2	1.7	110	1.38	0.65	7.5	2.5	0.012	0.0125
21	9	3	1.2	53	2.16	0.45	6.5	1.0	0.06	0.0728
22	9	3	2.0	60	1.68	0.55	3.6	2.0	0.036	0.0359
23	8	3	4.0	40	1.60	0.48	7.2	1.5	0.019	0.0190
24	9	2	4.0	21	0.62	0.36	4.8	1.3	0.078	0.0764
25	8	2	4.0	20	2.31	0.56	3.2	2.1	0	0.0017
26	7	2	3.0	32	0.92	0.42	5.4	2.0	0.004	0.0052
27	8	3	3.5	36	2.75	0.45	6.1	1.8	0.005	0.0056
28	9	3	2.5	23	1.75	0.39	10.7	0.6	0.110	0.1099
29	9	1	1.2	67	1.88	0.42	8.5	0.8	0.025	0.0247
30	9	3	2.3	18	0.76	0.54	3.2	1.3	0.086	0.0860
31	9	3	2.5	56	2.00	0.60	1.6	1.0	0.070	0.0700
32	9	1	2.4	48	2.40	0.65	2.4	1.5	0.040	0.0400
33	9	3	2.3	52	2.00	0.45	3.5	0.6	0.140	0.1272
34	9	3	3.3	36	0.87	0.50	7.6	3.2	0.060	0.0594
35	7	3	3.2	60	2.15	0.56	8.2	0.4	0	0.0013
36	9	1	5.0	80	1.00	0.50	6.7	0.6	0.067	0.0578
37	9	1	5.0	80	1.00	0.60	7.5	0.8	0.060	0.0579
38	9	1	5.0	80	1.15	0.65	8.9	0.5	0.047	0.0575
39	7	1	2.6	87	1.20	0.58	3.6	3.0	0.069	0.0691
40	7	4	1.9	96	1.10	0.60	5.4	3.5	0.018	0.0180
41	8	1	1.3	112	1.15	0.45	6.7	2.9	0.049	0.0482

注：基础类型：1代表单独基础；2代表条形基；3代表筏基；4代表桩基。

表 9-23 预测样本的输入和输出值

序 号	烈度 I	基础类型 T	长高比 L/H	基底平均压力 p/kPa	宽深比 B_D	相对密度 D_r	非液化层厚 D_n	地下水位 d_w/m	实际震陷比 s_D	RBF 模型预测结果
1	7	3	5.2	70	0.50	0.63	8.9	3.5	0.066	0.0660
2	7	3	5.2	65	0.50	0.46	7.4	4.0	0.069	0.0690
3	9	1	2.5	120	1.10	0.55	3.6	1.5	0.119	0.1169
4	7	1	1.3	135	0.82	0.45	9.3	1.0	0.075	0.0750
5	7	1	1.3	70	1.11	0.60	10.7	2.5	0.091	0.0910
6	10	3	1.4	150	0.91	0.40	3.5	1.0	0.239	0.2390
7	7	1	2.5	90	1.18	0.60	7.8	3.5	0.087	0.0833
8	7	4	1.7	85	1.05	0.60	12.8	4.1	0.016	0.0160
9	8	1	1.0	100	1.05	0.55	11.4	3.6	0.057	0.0570
10	8	1	2.1	80	0.85	0.55	11.6	2.8	0.044	0.0433
11	7	3	2.0	75.7	1.25	0.45	9.6	0.6	0.025	0.0235
12	7	3	1	60.0	0.45	0.55	5.8	0.4	0.008	0.0097
13	8	2	1.7	83.5	0.17	0.46	6.9	0.7	0.002	0.0020
14	8	2	0.7	65.7	0.47	0.48	3.5	1.2	0.005	0.0053
15	8	2	3.1	80.3	1.53	0.55	4.2	0.8	0.003	0.0057
16	7	3	1.1	87.6	0.29	0.65	7.8	1.5	0.004	0.0041
17	7	3	5.3	44.2	1.18	0.54	9.6	0.9	0.170	0.1700
18	8	2	1.3	31.2	0.25	0.48	2.5	1.0	0.078	0.0768
19	8	2	1.6	80.6	0.14	0.45	6.4	0.6	0.003	0.0033
20	8	2	3.0	75.8	1.50	0.56	7.9	0.8	0.004	0.0144

注：基础类型：1 代表单独基础；2 代表条基；3 代表筏基；4 代表桩基。

2. 各因素对地基震陷量的影响分析

由前述分析可知，采用 RBF 神经网络建立地基震陷量预测模型是有效的，该网络模型通过对学习样本的训练后，已经建立了各输入因素与输出因素之间的非线性关系。为了更好地描述各因素对地基震陷量的影响程度，可以建立各因素与建筑物地基震陷量之间的关系曲线，称之为因素影响趋势线。即令某一因素变化，其他因素取某些定值时，形成若干组输入向量，并将其输入已训练完成的神经网络模型，就可得到该因素与地基震陷量之间的关系曲线。这里利用所建模型探讨了烈度 I 、基底压力 p 、宽深比 B_D 、砂土相对密度 D_r 对地基震陷量的影响规律。用训练好的网络模型得到地基的震陷比 s_D 与各影响因素之间的关系见图 9-25~图 9-28。

由图 9-25~图 9-28 可以得到如下规律：

- (1) 地震烈度 I 越高，地基的震陷比越大。
- (2) 基底平均压力 p 越大，地基的震陷比越大。
- (3) 宽深比 B_D 越大，地基的震陷比越小。
- (4) 非液化土层厚度 D_n 越大，地基的震陷比越小。
- (5) 砂土相对密度 D_r 越大，地基的震陷比越小。

上述规律与实际的地基震陷规律基本相符，能够反映各主要影响因素对地基震陷量的影响规律。

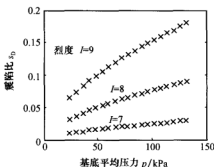


图 9-25 基底平均压力对震陷比影响曲线
($B_0=1$, $D_0=2$ m, $D_r=0.55$)

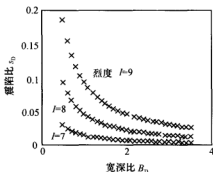


图 9-26 宽深比对震陷比影响曲线
($p=72$ kPa, $D_0=2$ m, $D_r=0.55$)

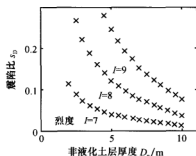


图 9-27 非液化土层厚度对震陷比影响曲线
($B_0=1$, $p=72$ kPa, $D_r=0.55$)

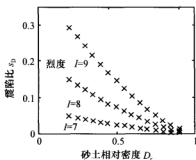


图 9-28 相对密度对震陷比影响曲线
($p=72$ kPa, $B_0=1$, $D_0=2$ m)

参考文献

- [1] Nemark N M. Effects of earthquakes on dams and embankments [J]. Geotechnique, 1965, (2): 139-160.
- [2] Seed H B, Silver M L. Settlement of dry sands during earthquake [J]. Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 1972, (4): 381-397.
- [3] Lee K L, Albaisa A. Earthquake-induced settlement in saturated sands [J]. Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 1974, (4): 387-406.
- [4] Serff N, Seed H B, Makdisi F I, et al. Earthquake induced deformations of earth dams [R]. Report No. EERC76-4, University California, Berkeley, USA, 1976.
- [5] 谢君斐, 石兆吉, 郁松寿, 等. 液化危害性分析 [J]. 地震工程与工程振动, 1988, (1): 61-77.
- [6] 张克绪, 李明宰, 常向前. 地震引起的土坝永久变形分析 [J]. 地震工程与工程振动, 1989, (1): 91-100.
- [7] Tatsuoka F, Sasaki T, Yamada S. Settlement in saturated sand induced by cyclic undrained simple

- shear [A]//Proceeding of the 8th World Conference Earthquake Engineering [C]. San Francisco, USA, 1984; 95-102.
- [8] Tokimatsu K, Seed H B. Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1987, (8): 861-878.
- [9] 陈国兴. 高层建筑基础设计 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.
- [10] 陈国兴, 李方明, 从卫民. 多层建筑物地基震陷的简化计算方法及其影响因素分析 [J]. 防灾减灾工程学报, 2004, (1): 47-52.
- [11] 陈国兴, 李方明. 基于径向基函数神经网络模型的砂土液化震陷预估法 [J]. 土木工程学报 (录用, 稿号 508630).
- [12] 陈国兴, 谢君斐, 张克绪. 土坝地震性能二维随机分析方法 [J]. 地震工程与工程振动, 1994, (3): 81-90.
- [13] Seed H B, Martin G R. The seismic coefficient in earth dam design [J]. Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 1966, (3): 25-58.
- [14] 张克绪, 陈国兴, 王忆. 桩承建筑物地基的残余变形分析 [A]//地震工程研究文集 [C]. 北京: 地震出版社, 1992, 8: 162-178.
- [15] Seed H B, Idriss I M, Lee K L, et al. Dynamic analysis of slide in the Lower San Fernando dam during the earthquake of February 9, 1971. Report No. EERC73-2, University of California, Berkeley, USA, 1973.
- [16] 张克绪. 饱和非黏性土坝坡地震稳定性分析 [J]. 岩土工程学报, 1980, (3): 1-9.
- [17] 张克绪. 饱和砂土的液化应力条件 [J]. 地震工程与工程振动, 1984, (1): 99-109.
- [18] 陈国兴. 土体-结构体系地震性能分析研究 [D]. 哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所, 1993.
- [19] 陈国兴, 张克绪, 王忆. 码头工程桩基震害机制解析 [A]//全国首届结构与介质相互作用学术会议论文集 [C]. 南京: 河海大学出版社, 1993: 624-631.
- [20] Lutes L D, Larsen C E. Improved spectral method for variable amplitude fatigue prediction [J]. Journal of Structure Engineering, ASCE, 1990, (4): 1149-1164.
- [21] 陈国兴, 王忆, 谢君斐, 等. 液化势预测 [A]//第一届两岸地震工程交流研讨会论文集 [C]. 北京: 地震出版社, 1992.
- [22] 陈国兴, 王忆, 谢君斐, 等. 场地液化势及其危害性评价 [J]. 岩土工程师, 1993, (2): 7-12.
- [23] Poulos H G, Davis E H. 岩土力学弹性解 [M]. 孙幼兰译. 徐州: 中国矿业大学出版社, 1990.
- [24] 杨石红, 刘静蓉. 软弱地基土层震陷简化计算方法研究 [J]. 世界地震工程, 1997, (2): 52-61.
- [25] 石兆吉, 丰万玲. 砖房震陷计算分析 [J]. 地震工程与工程振动, 1991, (1): 89-98.
- [26] 刘惠珊, 张在明. 地震区的场地与地基基础 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994: 143-145.
- [27] 刘颖, 谢君斐. 砂土震动液化 [M]. 北京: 地震出版社, 1984.
- [28] 黄熙龄, 崔克立, 顾晓鲁. 天津市区地基震害概况 [A]//唐山大地震震害 (一) [C]. 北京: 地震出版社, 1985: 351-358.

第 10 章 桩-土-结构动力相互作用

桩基础广泛应用于高层建筑、城市高架桥、越江跨海大桥、港口码头、海上采油平台及堤防工程,以克服这些工程中由于深软地基带来的工程结构稳定性问题。至 2005 年底,宜宾至上海的长江上已建成特大型桥梁 42 座、在建桥梁 16 座、拟建桥梁 13 座,其中,采用桩基础的超过 80%。21 世纪,我国将完成全国铁路复线工程和五纵七横的骨干公路网建设,包括许多跨越长江、黄河的过江通道工程建设;构想中的沿太平洋海岸南北公路干线计划通过五个跨海工程(渤海海峡工程、长江口越江工程、杭州湾跨海工程、珠江口伶仃洋跨海工程和琼州海峡工程)实现真正的全线贯通^[1]。这些工程中,无论是采用隧道还是桥梁通道,桩基础都将是基础设计时的主要选择。我国拥有漫长的海岸线及丰富的海上石油资源,近海区的利用和深海石油资源的开发都需要采用大量的桩基础。然而,近年国外发生的大地震震害表明,坐落在软弱土层上的桩基础震害突出,由桩基础破坏导致上部结构地震破坏甚至毁坏的现象却屡见不鲜(见图 10-1)。

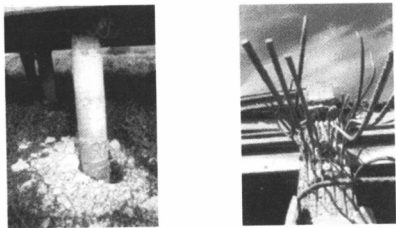


图 10-1 Loma Prieta 地震中桩柱结构破坏实例

传统的桩基结构抗震设计方法将自由场地震反应分析给出的地表设计地震动参数作为上部结构的输入地震动参数,忽略了桩基础对场地地震动的影响。通常认为,忽略桩基础对场地地震动的影响,其结果是偏于保守的。然而,对于软弱地基上的桩基结构,有可能得出与此相反的结果。这是因为,由于上部结构、桩基础对场地地震动的影响,地面地震动加速度反应谱较抗震规范的设计反应谱谱值可能明显增大^[2,3],此时上部结构将遭遇到更强的地震作用。这种现象即所谓的桩-土-结构动力相互作用(pile-soil-structure interaction, PSSI)效应。PSSI 效应是目前岩土工程领域的热点研究课题之一。

从表现形式看,桩-土-结构动力相互作用可分为运动相互作用和惯性相互作用。惯性相互作用主要表现为上部结构振动引起的惯性力对基础产生动内力,并导致结构与基础间的相对位移及土体的变形。运动相互作用的一个重要表现则是辐射阻尼效应。基础与周边土体的刚度差异直接导致辐射阻尼的产生。桩身一般以较高频率振动,但桩-土间的作用力又迫使土体也产生高频振动,则高频能量将自桩向桩周土传递。此外,入射波瞬时作用于基础及场地地震动的相关性都将导致结构、基础与周边土体的运动相互作用。

桩-土动力相互作用是一个非常复杂的现象。在强地震动作用下土体呈现出强非线性特征,并伴随着土的液化或软化现象,且在这个过程中还伴随着桩-土滑移、分离、继而闭合的非线性接触现象。因此,桩-土动力相互作用的复杂性源于土动力性能和桩-土界面的动力接触行为的复杂性,源于桩周围土体伴随桩体运动而运动。

由于问题过于复杂,研究者通常需要根据研究对象的特点,对桩-土-结构动力相互作用体系进行一些适当的简化,据此建立桩-土-结构动力相互作用体系的物理力学模型和分析方法,继而寻求问题的解答。

10-1 桩-土-结构动力相互作用分析模型和方法分类

近几十年来,关于桩-土-结构动力相互作用的研究,已经提出了不少分析模型和方法。研究工作逐步从线性问题转向非线性问题;从均匀土体发展到非均匀土体;从单桩分析扩展到群桩分析。从目前研究现状来看,桩-土-结构动力相互作用的分析模型和方法,可根据对桩周土的模拟划分为三类:

(1) 桩周土采用连续介质模型,土体简化为线弹性或黏弹性的均质或成层土。地基阻抗由连续介质中的波传播理论解析或半解析解确定。这类方法能够正确表示几何阻尼和土层共振现象。但是,该方法很难获得精确解,且不能考虑桩-土界面上的动力接触行为。

(2) 桩周土体采用离散模型代替。离散模型通常用质量、弹簧和阻尼器等力学元件的组合物体代替真实土体的作用。此时,桩和上部结构可以采用离散的有限元模型或集中质量模型。这类方法大都是基于文克尔地基梁法所建立的,包括弹簧系数法、动力 $p-y$ 曲线等。这类方法物理概念清晰、简单实用。但是,由于桩周土体被过于简化,不能反映地震波在土体中的传播过程和土体液化或软化的发展过程,因此仅适用于解决上部结构的地震反应问题。

(3) 真实的桩周土体作为桩的约束介质而出现,同时土体被离散为通过结点联系的一系列有限单元的集合体。桩周土体连同桩基础和上部结构通常采用有限元离散。根据分析方法的不同又可分为整体分析法和子结构法;根据所采用的数值计算方法的不同又可分为有限元法、边界元法以及混合法等。这类方法的一个突出优点是对地基、桩基础和上部结构均能进行细致地考虑,且可以考虑地基土体液化或软化特性,适用于分析 PSSI 效应对上部结构和地基土体地震反应的影响。其缺点在于力学建模复杂、计算工作量较大。饱和砂土液化和软土软化过程的模拟、无限域土体的模拟,以及桩-土动力

接触行为的模拟是其难点。

此外,根据对桩的模拟,桩-土-结构动力相互作用分析模型又可分为:集中质量模型、文克尔梁模型及有限元模型等。

桩-土-结构动力相互作用分析方法可根据所采用的分析模型分为:解析法、弹簧系数法、 $p-y$ 曲线法、整体分析法和子结构法。其实,这种桩-土-结构动力相互作用分析模型和方法的划分并不严格。在很多情况下,往往需要将几种方法综合应用才能得到较好的结果。例如,应用动力文克尔地基梁法时,地基阻抗或者弹簧刚度系数有时则由连续介质的闭合解答得到。

综上所述,本书对桩-土-结构动力相互作用的分析模型和方法的分类如图10-2所示。本章较详细地介绍应用较广泛的弹簧系数法、 $p-y$ 曲线法、整体分析法和子结构法。

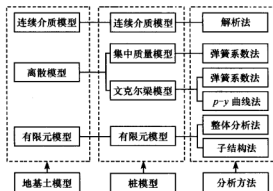


图 10-2 桩-土-结构动力相互作用分析模型和方法

10-2 桩-土-结构动力相互作用分析的 集中质量模型和弹簧系数法

弹簧系数法中对桩周土的模拟采用离散模型,对桩体的模拟可采用集中质量模型或文克尔地基梁模型。Penzien 和 Scheffey (1964)^[4]在分析带桩基础的大跨桥梁结构地震反应时首先提出集中质量模型,如图10-3所示。该模型由结构、基础、桩及等价土体构成的结构体系和不受结构物影响的多质点自由场体系两部分组成。自由场体系视作单位面积土柱,根据土层情况将自由场地分为若干水平土层,各土层质量集中于土层分界面处。上部结构和桩基础简化为串联质点系,质点间以梁、杆连接,既可视作剪切型质点系也可视为弯剪型质点系。桩的质量常集中于地基各水平土层界面上,自由场与等价土体间采用等效水平弹簧和阻尼器联系。集中质量模型物理概念清晰,公式简单,因而在桩-土-结构动力相互作用研究和工程实践中得以广泛应用。集中质量模型通常假设靠近桩体的桩周土体具有桩体相同的振动,因此,它不能反映振动过程中桩-土界面上的分离、滑移和闭合等动力非线性接触现象。

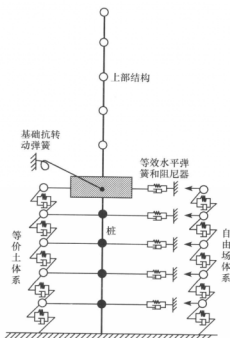


图 10-3 集中质量模型

离散模型采用质量、弹簧、阻尼器以及滑动单元等力学元件对土体加以简化，每一种元件均有其特定的功能和特点，这使工程师们易于理解和应用。但是，一个很重要的问题是这些力学元件参数的确定都没有考虑振动时上部结构的惯性效应对地基土体的影响，即忽略了桩-土-结构的惯性相互作用，这对于分析桩-土-结构动力相互作用是不严格的。另一个重要问题是，土体以力学元件的组合体代替，地震波在土体中的传播过程也无法得到反映，分析结果也无法给出土体的地震反应。因此，离散模型不适用于研究土体灾变过程。

10-2-1 土与单桩的动力分析

1. 桩-土体系的运动及其运动方程

假设桩位于水平成层且无限延伸土体中。首先将桩分为 N 段，在相邻两段之间集中一个质点，质点间以无质量梁构件相连。

分析质点 i 的受力：假设桩为线弹性体，地震时质点 i 的水平位移为 u_i ，相邻两质点间的相对位移为 $u_i - u_{i-1}$ ，则由两质点的相对位移在桩上产生的水平向弹性力 F_{pi} 为

$$F_{pi} = \frac{12EI}{l_i^3} (u_i - u_{i-1}) = k_i^p (u_i - u_{i-1}) \quad (10-1)$$

式中： E 、 I ——桩体的弹性模量和桩截面的转动惯性矩；

l_i ——第 i 段桩的长度；

k_i^p ——第 i 段桩的水平刚度系数， $k_i^p = \frac{12EI}{l_i^3}$ 。

地震时,由于土的存在,桩还将受到土对桩的反力。这个反力由桩-土间的相对位移所引起。如图 10-4 所示, oo 表示地震前的土柱位置; $o'A''$ 表示地震时土柱与基岩一起的刚体运动,刚体位移为 u_g 。 $o'A'$ 表示自由场土柱运动,土柱位移为 $u_{s,i}$; $o'A$ 为存在桩-土-结构相互作用时的土柱运动,土柱质点 i 的位移为 u_i 。因此,由于桩-土-结构相互作用的存在,质点 i 产生的附加位移为 $u_i - u_{s,i}$ 。根据文克尔地基假定,桩-土体系运动时土对桩的反力 F_{si} 可表示为

$$F_{si} = k_i^*(z)(u_i - u_{s,i}) \quad (10-2)$$

式中: $k_i^*(z)$ ——深度 z 处土体对桩的反力系数。

土体对桩的作用以附加质点上的弹簧表示,则土体对桩的反力系数可由土弹簧系数 $k_i^*(z)$ 确定:

$$k_i^*(z) = k(z) \frac{l_i + l_{i+1}}{2} \quad (10-3)$$

式中: $k(z)$ ——深度 z 处的土弹簧系数,其确定方法见式 (10-15);

l_i 、 l_{i+1} ——第 i 、 $i+1$ 段桩的长度;

z ——地面到第 i 、 $i+1$ 段桩分界面的深度。

当考虑相互作用时,地震时桩的运动是由基岩运动 u_g 和自由场土柱运动 $u_{s,i}$ 共同作用所引起的。因此,质点 i 的运动在水平方向产生的惯性力可表示为

$$F_{mi} = M_i(u_g + u_i) \quad (10-4a)$$

式中: M_i ——质点 i 的质量;

u_g ——基岩输入地震加速度;

u_i ——质点 i 相对于基岩的加速度。

应该指出的是,质点 i 的质量是由桩体质量 M_i^p 和参与相互作用的桩体周围部分土体质量(等价土质量) M_i^s 组成,而等价土质量的惯性效应在求解自由场土柱运动 $u_{s,i}$ 时已考虑过了。因此,当考虑相互作用时,作用于质点 i 上的水平惯性力应修改为

$$F_{mi} = M_i(u_g + u_i) - M_i^s u_{s,i} \quad (10-4b)$$

在进行桩-土动力相互作用时,还需计及桩和土的阻尼效应。地震时,由两质点的相对速度在桩上产生的阻尼力可表示为

$$F_{ci}^p = c_i^p(\dot{u}_{i+1} - \dot{u}_i) \quad (10-5)$$

式中: c_i^p ——桩的阻尼系数;

\dot{u}_i 、 \dot{u}_{i+1} ——桩上质点 i 、 $i+1$ 相对基底的运动速度。

地震时,由于桩-土-结构相互作用的存在,质点 i 产生的附加加速度为 $\ddot{u}_i - \ddot{u}_{s,i}$,因此,桩-土体系运动时土对桩的阻尼力可表示为

$$F_{ci}^s = c_i^s(\ddot{u}_i - \ddot{u}_{s,i}) \quad (10-6)$$

式中: c_i^s ——土的阻尼系数;

\ddot{u}_i ——存在桩-土-结构相互作用时土柱质点 i 相对基底的运动速度;

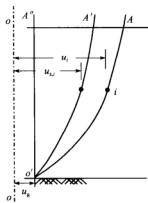


图 10-4 土对桩的反力

$\dot{u}_{s,i}$ ——自由场土柱质点 i 相对基底的运动速度。

如不考虑桩的转动所产生的水平力,则由上述弹性力、土反力、阻尼力、惯性力作用下, i 质点的动力平衡方程可表示为

$$k_{i+1}^p(u_{i+1} - u_i) + k_i^p(u_i - u_{i-1}) + c_{i+1}^p(\dot{u}_{i+1} - \dot{u}_i) + c_i^p(\dot{u}_i - \dot{u}_{i-1}) + k_i^s(u_i - u_{s,i}) + c_i^s(\dot{u}_i - \dot{u}_{s,i}) + M_i(\ddot{u}_g + \ddot{u}_i) - M_i^s \ddot{u}_{s,i} = 0$$

经整理,可得桩-土相互作用体系 i 质点的动力平衡方程为

$$M_i \ddot{u}_i + c_{i+1}^p \dot{u}_{i+1} + (c_i^p + c_i^s - c_{i+1}^p) \dot{u}_i - c_i^p \dot{u}_{i-1} + k_{i+1}^p u_{i+1} + (k_i^p + k_i^s - k_{i+1}^p) u_i - k_i^p u_{i-1} = -M_i \ddot{u}_g + M_i^s \ddot{u}_{s,i} + c_i^s \dot{u}_{s,i} + k_i^s u_{s,i} \quad (10-7)$$

由此可见,桩-土相互作用体系的地震反应与自由场地震反应 $u_{s,i}$ 、 $\dot{u}_{s,i}$ 、 $\ddot{u}_{s,i}$ 有关。因此,在进行桩-土动力相互作用分析前,需要进行一次自由场地的地震反应分析,详见 6-1~6-3 节。

2. 土弹簧系数的确定

设在半空间弹性体中有一根半径为 r 的混凝土桩,长为 l 。半空间无限体介质的动剪切模量为 G 、泊松比为 ν 。为了定义等价的土弹簧系数,沿桩长 l 分 N 等份,设每等份长为 $2h$ 。当桩发生水平变形时,半空间弹性体对桩的作用以间隔为 $2h$ 水平放置的一组土弹簧代替,如图 10-5 所示。

图 10-5 土弹簧系数的确定

任意一点产生的水平位移为

$$u(x, y, z) = \frac{P(0, 0, c)}{16\pi(1-\nu)G} \left[\frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{1}{R_2} + \frac{2cz}{R_2^3} + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(z+c)} \right] + x^2 \left[\frac{1}{R_1^3} + \frac{3-4\nu}{R_2^3} - \frac{6cz}{R_2^5} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)^2} \right] \quad (10-8)$$

式中:

$$R_1^2 = x^2 + y^2 + (z-c)^2$$

$$R_2^2 = x^2 + y^2 + (z+c)^2$$

假设泊松比 $\nu = \frac{1}{2}$, 则 $G = \frac{E}{3}$, 这里, E 为弹性模量。这对饱和土是合理的, 此时, 式 (10-8) 简化为

$$u(x, y, z) = \frac{3P(0, 0, c)}{8\pi E} \left[\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} + \frac{2cz}{R_2^3} + x^2 \left(\frac{1}{R_1^3} + \frac{1}{R_2^3} - \frac{6cz}{R_2^5} \right) \right] \quad (10-9)$$

将式 (10-9) 改写为圆柱坐标, 则沿桩表面的位移可表示为

$$u(r, \theta, z) = \frac{3P(0, 0, c)}{8\pi E} \left[\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} + \frac{2cz}{R_2^3} + r^2 \cos^2 \theta \left(\frac{1}{R_1^3} + \frac{1}{R_2^3} - \frac{6cz}{R_2^5} \right) \right] \quad (10-10)$$

式中:

$$R_1'^2 = r^2 + (z-c)^2$$

$$R_2'^2 = r^2 + (z+c)^2$$

由此可见,当深度 z 为常数时,桩表面各点 x 方向的水平位移是随方位角 θ 而变化的。将深度 z 处沿桩表面各点的 x 方向水平位移的加权平均值作为该点的水平位移代表值,则

$$\bar{u} = \frac{1}{r} \int_0^{\frac{\pi}{2}} u(r, \theta, z) dy = \int_0^{\frac{\pi}{2}} u(r, \theta, z) \cos \theta d\theta \quad (10-11)$$

将式(10-10)代入式(10-11),可得

$$\bar{u} = \frac{3P(0,0,c)}{8\pi E} \left[\frac{1}{R_1'} + \frac{1}{R_2'} + \frac{2cz}{R_2'^3} + \frac{2r^2}{3} \left(\frac{1}{R_1'^3} + \frac{1}{R_2'^3} - \frac{6cz}{R_2'^5} \right) \right] \quad (10-12)$$

在任意深度 z 处的水平位移是由沿桩长连续分布的荷载引起的。假定在各深度间隔 $2h$ 内荷载是均匀分布的,而在不同间隔内荷载的强度是不同的。这样,由一个均布荷载 $p(0,0,c\pm h)$ 作用在桩-土接触面上任意一点所引起的平均位移 \bar{u} 可用 $c-h$ 至 $c+h$ 之间的荷载强度 $p(0,0,c\pm h)$ 代替式(10-9)中的 $P(0,0,c)$,并在区间 $[c-h, c+h]$ 内对 c 进行积分,由此可得

$$\begin{aligned} \bar{u} = & \frac{3p(0,0,c\pm h)}{8\pi E} \left\{ \operatorname{arsinh} \frac{c+h-z}{r} - \operatorname{arsinh} \frac{c-h-z}{r} + \operatorname{arsinh} \frac{c+h+z}{r} \right. \\ & - \operatorname{arsinh} \frac{c-h+z}{r} + \frac{2}{3r^2} \left[\frac{r^2(c+h) - 2r^2z + (c+h)z^2 + z^3}{\sqrt{r^2 + (c+h)^2}} \right. \\ & \left. - \frac{r^2(c-h) - 2r^2z + (c-h)z^2 + z^3}{\sqrt{r^2 + (c-h)^2}} \right] \\ & - \frac{2}{3} \left[\frac{z - (c+h)}{\sqrt{r^2 + (c+h-z)^2}} - \frac{z - (c-h)}{\sqrt{r^2 + (c-h-z)^2}} \right] \\ & \left. + \frac{4}{3} \left\{ \frac{r^2z + (c+h)z^2 + z^3}{\sqrt{[r^2 + (c+h+z)^2]^3}} - \frac{r^2z + (c-h)z^2 + z^3}{\sqrt{[r^2 + (c-h+z)^2]^3}} \right\} \right\} \quad (10-13) \end{aligned}$$

式中: c ——地面到所考虑的均布荷载区间的中点的距离,见图10-5。

土弹簧系数 $k(z)$ 定义如下:在地面下的一点 z 处产生单位1的水平位移时作用于该点的单位长度的反力。按此定义,有

$$k(z) = \frac{p(0,0,c\pm h)}{\bar{u}} \quad (10-14)$$

按式(10-14)计算 $k(z)$ 时,应取 $c=h=\frac{l}{2}$ 。这样,将式(10-13)代入式(10-14),由此可得

$$\begin{aligned} k(z) = & \frac{8\pi E(z)}{3} \left\{ \operatorname{arsinh} \frac{l+z}{r} + \operatorname{arsinh} \frac{l-z}{r} + \frac{4}{3} \frac{r^2z + z^2(l+z)}{[r^2 + (l+z)^2]^{\frac{3}{2}}} \right. \\ & \left. + \frac{2}{3r^2} \left[\frac{r^2(l-2z) + z^2(l+z)}{\sqrt{r^2 + (l+z)^2}} + \frac{r^2(l-z)}{\sqrt{r^2 + (l-z)^2}} - \frac{z(z^2 - r^2)}{\sqrt{r^2 + z^2}} \right] \right\}^{-1} \quad (10-15) \end{aligned}$$

应指出,式(10-13)是对弹性模量 E 为常数而推导得到的。对实际场地土层, E

随着土层深度 z 而变化, 考虑到这一情况, 在式 (10-15) 中将 E 已经替换为 $E(z)$, 以近似考虑 E 随着土层深度 z 而变化的影响。另外, 式 (10-15) 中的弹性模量 $E(z)$, 应采用自由场地震反应分析给出的与应变相容的 $E(z)$ 值。

10-2-2 土与群桩的动力分析

土与群桩的动力相互作用比土与单桩的要复杂得多。对于群桩中的任意一根桩, 其水平位移大小不仅与其自身受到的荷载有关, 而且其他桩所受荷载也使其产生水平位移。

在多层土构成的半空间内作用有分布荷载时, 假定半空间内的点位移符合以下条件:

- (1) 点位移的水平分量沿 z 轴方向随其与荷载作用区域距离的增加而急速地衰减 [见图 10-6 (a)]。
- (2) 在位移场中, 沿 x 、 y 轴方向同样存在类似的快速衰减。
- (3) 土体中任一点的抗力强度仅与该点的挠度成正比。

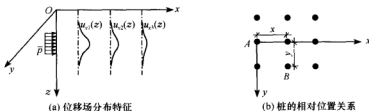


图 10-6 线荷载作用下的位移场

假定群桩由 N 根完全相同的半径为 r 、桩长为 l 的圆桩组成。设在深度 z 处, A 桩桩轴上作用有线荷载 p , A 桩在线荷载 p 作用下的桩轴水平位移为 $u_{AA}(z)$; 任意一根其他桩 B 的平均水平位移以其桩轴线的水平位移表示, 由于 A 桩桩轴线上作用线荷载 p 而在 B 桩桩轴线产生的水平位移为 $u_{AB}(z)$ 。由式 (10-13) 可知

$$u_{AA}(z) = \frac{3p}{8\pi E(z)} \left\{ \operatorname{arsinh} \frac{l+z}{r} + \operatorname{arsinh} \frac{l-z}{r} + \frac{4}{3} \frac{r^2 z + z^2(l+z)}{[r^2 + (l+z)^2]^{\frac{3}{2}}} \right. \\ \left. + \frac{2}{3r^2} \left[\frac{r^2(l-2z) + z^2(l+z)}{\sqrt{r^2 + (l+z)^2}} + \frac{r^2(l-z)}{\sqrt{r^2 + (l-z)^2}} - \frac{z(z^2 - r^2)}{\sqrt{r^2 + z^2}} \right] \right\} \quad (10-16)$$

在区间 $[0, l]$ 内对式 (10-9) 中 c 进行积分, 可以得到

$$u_{AB}(z) = \frac{3p}{8\pi E(z)} \left\{ \operatorname{arsinh} \frac{l+z}{\sqrt{x^2 + y^2}} + \operatorname{arsinh} \frac{l-z}{\sqrt{x^2 + y^2}} \right. \\ \left. + \frac{1}{(x^2 + y^2)} \left[\frac{4x^2 z^2(l+z)}{(x^2 + y^2) \sqrt{x^2 + y^2 + (l+z)^2}} \right. \right. \\ \left. \left. - \frac{2x^2 z l(l+z)}{[x^2 + y^2 + (l+z)^2]^{\frac{3}{2}}} + \frac{x^2(l+z) - 2z[z(l+z) + y^2]}{\sqrt{x^2 + y^2 + (l+z)^2}} \right] \right\}$$

$$\left. + \frac{x^2(l-z)}{\sqrt{x^2+y^2+(l-z)^2}} + \frac{2z[(x^2+y^2)y^2 - (x^2-y^2)z^2]}{(x^2+y^2)\sqrt{x^2+y^2+z^2}} \right\} \quad (10-17)$$

这里, x 、 y 坐标原点取为第 A 根桩桩轴线水平位置处。这样, 如果以 x_{AB} 、 y_{AB} 分别表示在以第 A 根桩为原点的坐标中第 B 根桩桩轴线的横、纵坐标 [见图 10-6 (b)], 则有

$$\begin{aligned} u_{AB}(z) = & \frac{3p}{8\pi E(z)} \left\{ \operatorname{arsinh} \frac{l+z}{R_{AB}} + \operatorname{arsinh} \frac{l-z}{R_{AB}} \right. \\ & + \frac{1}{R_{AB}^2} \left\{ \frac{4x_{AB}^2 z^2 (l+z)}{R_{AB}^2 \sqrt{R_{AB}^2 + (l+z)^2}} - \frac{2x_{AB}^2 z l (l+z)}{[R_{AB}^2 + (l+z)^2]^{\frac{3}{2}}} \right. \\ & + \frac{x_{AB}^2 (l+z) - 2z[z(l+z) + y_{AB}^2]}{\sqrt{R_{AB}^2 + (l+z)^2}} + \frac{x_{AB}^2 (l-z)}{\sqrt{R_{AB}^2 + (l-z)^2}} \\ & \left. \left. + \frac{2z[R_{AB}^2 y_{AB}^2 - (x_{AB}^2 - y_{AB}^2)z^2]}{R_{AB}^2 \sqrt{R_{AB}^2 + z^2}} \right\} \right\} \quad (10-18) \end{aligned}$$

式中:

$$R_{AB} = \sqrt{x_{AB}^2 + y_{AB}^2} \quad (10-19)$$

这样, 在群桩情况下, 第 A 根桩的水平位移可表示为

$$u_A(z) = u_{AA}(z) + \sum_{B=1}^N u_{AB}(z) \quad (B \neq A) \quad (10-20)$$

将 N 根相同的单桩组成的群桩简化为一根等效单桩, 则该等效单桩的平均水平位移可表示为

$$u(z)_{\text{avg}} = \frac{1}{N} \sum_{A=1}^N u_A(z) \quad (10-21)$$

因此, 对于群桩基础, 土的水平等效弹簧系数 $k_{\text{group}}(z)$ 可表示为

$$k_{\text{group}}(z) = \frac{Np}{u(z)_{\text{avg}}} \quad (10-22)$$

采用上述方法计算大型群桩基础问题时对每两根桩都需要进行位移计算, 其计算量可想而知。为此, 研究者提出了一些群桩地震反应的简化分析方法。王有和王开顺 (1984)^[5] 根据群桩的对称性及位移的快速衰减性, 将柱基下的小型群桩简化为等代单桩, 提出了一种计算大型群桩水平刚度的简化计算方法。以实际工程为例, 验证了该方法的有效性和可靠性。严士超和杜一平 (1991)^[6] 在分析一个由 560 根桩组成的群桩-土-电视塔体系地震反应时, 按土的分层将群桩分为若干段单元, 对每段形成群桩的等效段单元刚度矩阵, 并采用矩阵简约方法, 将力和位移的关系根据主自由度和从自由度按分块矩阵写出, 采用对称性原理形成地基土的柔度矩阵, 有效地减小了计算工作量。

10-2-3 等价土体系的动力参数

式 (10-4b) 中的等价土质量 M_t 是参与桩-土相互作用的随桩体运动而运动的桩周土体质量, 这部分土体通常称为等价土体系。

等价土体系的质量对桩-土体系的地震反应有较大的影响。Penzien 曾提出用能量相

等原则确定等价土质量 M_i^* 的值^[4]，对第 i 层土体，有

$$M_i^* = \int_{-h}^{+h} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{1}{3} (\Psi_x^2 + \Psi_y^2 + \Psi_z^2) \rho_i dx dy dz \quad (10-23)$$

式中： Ψ_x 、 Ψ_y 、 Ψ_z ——桩轴线上单位作用力在土体内 x 、 y 和 z 方向上产生的位移场，由弹性半空间的 Mindlin 解答确定；

ρ_i ——第 i 层土体的质量密度。

式 (10-7) 中的质点动力平衡方程中仅仅反映了自由场土体对桩-土体系的阻抗特

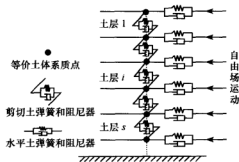


图 10-7 等价土体系的剪切弹簧和阻尼器

性，并未计及等价土体系的阻抗特性。在水平向地震动作用下等价土体系的变形为弹塑性剪切变形，其作用可用串联的剪切弹簧和阻尼元件表示；自由场土体与等价土体系之间以水平弹簧和阻尼元件相联系，水平土弹簧系数可由上述 Mindlin 解确定，如图 10-7 所示。

解明雨和孙焕纯 (1983)^[7] 提出等价土体系的层间剪切弹簧刚度可按下述方法确定。根据式 (10-18) 可得单位荷载作用下桩-土体系的柔度矩阵，该柔度矩阵可表示

为 $[F] = [a_{ij}]$ ；由于式 (10-18) 中的土层参数 $E(z)$ 随土层深度而变化，故柔度矩阵 $[F]$ 应为非对称矩阵，即 $a_{ij} \neq a_{ji}$ 。为此，取

$$\bar{a}_{ij} = \frac{1}{2} (a_{ij} + a_{ji}) \quad i = 1, 2, \dots, s+1; j = 1, 2, \dots, s+1 \quad (10-24)$$

式中： s ——桩长范围内的土层层数。

这样，可以得到对称柔度矩阵 $[\bar{F}] = [\bar{a}_{ij}]$ 。应指出，这里应多考虑桩下一层土。对柔度矩阵 $[\bar{F}]$ 求逆可得到刚度矩阵 $[K] = [k_{ij}]$ 。等价土体系层间剪切弹簧系数（层间剪切刚度） $K_{e,i}$ 可根据由该点以上各点传到该点的剪力决定，即

$$K_{e,i} = \sum_{j=i+1}^{s+1} k_{ij} \quad (10-25)$$

假设桩和上部结构不存在，此时等价土体系应该与自由场地具有完全相同的振动，水平土弹簧不受力。由于自由场地上、下质点之间的剪切弹簧系数和质量已知，可以根据这两个体系有完全相同的振动特性确定等价土体系的动力参数。这样，等价土体的等价面积可表示为

$$A = \frac{1}{s} \sum_{i=1}^s \frac{K_{e,i}}{K_i} \quad (10-26)$$

式中： A ——等价土体系的等价面积；

K_i ——自由场地单位面积土柱第 i 层的层间剪切刚度。

由等价土体的等价面积可以得到第 i 质点的等价质量 M_i^* 为

$$M_i^* = m_i A \quad (10-27)$$

式中: m_i ——自由场地单位面积土柱第 i 质点的质量。

显然, 对等价土体系的层间剪切刚度 $K_{e,i}$ 按式 (10-28) 进行修正, 则可以统一等价土体系和自由场地的层间剪切刚度。

$$K_{e,i} = AK_i \quad (10-28)$$

等价土体系的阻尼可按 Rayleigh 阻尼假设计算:

$$[C]_e = \eta[M]_e + \delta[K]_e \quad (10-29)$$

其中:

$$\delta_e = \frac{2}{\omega_1 + \omega_2} \lambda_s \quad (10-30a)$$

$$\eta_e = \frac{2\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \lambda_s \quad (10-30b)$$

式中: $[M]_e$ ——等价土体系的质量矩阵;

$[K]_e$ ——等价土体系的刚度矩阵;

λ_s ——土的阻尼比, 可近似地取自自由场地震反应分析给出的与应变相容的阻尼比;

ω_1 、 ω_2 ——桩-土-结构体系的第一、二阶自振圆频率。

王有为和王开顺 (1984)^[5] 采用 Mindlin 弹簧系数法进行了建筑物-桩-土相互作用地震反应研究, 其中的等价土体质量按式 (10-23) 确定。严士超和杜一平 (1991)^[6] 采用解明雨和孙焕纯 (1983)^[7] 提出的等价土体系的概念确定等价土体系的层间剪切刚度和等价质量, 进行了电视塔-桩-土相互作用地震反应分析。孙利民等 (2002)^[8] 在进行桥梁桩-土相互作用研究时, 对随桩体运动的桩周土体质量之间以层间剪切弹簧和阻尼元件相联系。

到目前为止, 等价土体质量 M_i^* 是尚未妥善解决的问题; 从工程应用考虑, 对于群桩基础, 等价土体质量 M_i^* 至少可取群桩外边界所围土体的质量。

10-2-4 桩-土体系的阻尼

桩的阻尼可在单元一级按 Rayleigh 阻尼假设计算:

$$[C]_p = \eta_p[M]_p + \delta_p[K]_p \quad (10-31)$$

其中:

$$\delta_p = \frac{2}{\omega_1 + \omega_2} \lambda_p \quad (10-32a)$$

$$\eta_p = \frac{2\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \lambda_p \quad (10-32b)$$

式中: $[M]_p$ ——第 i 桩单元的质量矩阵;

$[K]_p$ ——第 i 桩单元的刚度矩阵;

λ_p ——桩体材料的阻尼比;

ω_1 、 ω_2 ——桩-土-结构体系的第一、二阶自振圆频率。

离桩和结构较远的地基土阻尼特性可采用刚度比例阻尼假设:

$$c_i^*(z) = \delta_s k_i^*(z) \quad (10-33)$$

式中:

$$\delta_s = \frac{2}{\omega_1 + \omega_2} \lambda_s \quad (10-34)$$

式中: $k_s^*(z)$ ——深度 z 处土的水平弹簧系数;

$c_s^*(z)$ ——深度 z 处土体的阻尼系数;

λ_s ——土的阻尼比,可近似地取自自由场地震反应分析给出的与应变相容的阻尼比。

10-3 桩-土-结构动力相互作用分析的 Winkler 模型和 p - y 曲线法

10-3-1 桩-土-结构动力相互作用分析的 Winkler 模型

动力 Winkler 模型通常将桩看成置于土介质中的梁。桩周土对桩的动力阻抗用连续分布的质量、弹簧和阻尼器的组合体代替,此时与集中质量模型相似,但其弹簧和阻尼器形式及连接方式具有多样性。具有代表性的动力 Winkler 模型主要有: Matlock (1978)^[9]模型、Novak (1976)^[10]模型和 Nogami (1986)^[11]模型等。Matlock 模型由一组与频率无关的非线性弹簧和线性阻尼器组成,如图 10-8 所示。地基土体对桩的动力阻抗以地基水平阻抗系数 $k_u + i\alpha c_u$ 表示,其实部为动力刚度系数,虚部为阻尼系数。阻尼器用于考虑土体辐射阻尼效应。非线性弹簧的刚度由静态单位荷载的传递曲线确定。与 Matlock 模型不同的是,Novak 模型中的地基动力阻抗改由一个频率相关的复杂

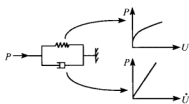


图 10-8 Matlock 模型

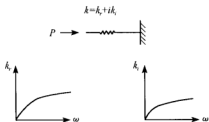


图 10-9 Novak 模型

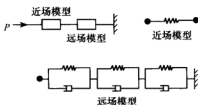


图 10-10 Nogami 模型

上述动力 Winkler 模型简单、实用,但都存在不同程度的缺陷。例如, Matlock 模型中的非线性弹簧不能反映土体大变形情况下的非线性性状; Novak 模型中的非线性弹簧刚度是基于平面应变假设得到的,仅适用于线弹性条件和稳态简谐振动情况;同样,

对于强震过程中桩-土界面上的分离、滑移和闭合等非线性接触现象的模拟,以上三种模型均无能为力。为此,研究者提出了不少改进的动力 Winkler 模型^[12~14]。诸如裂隙单元、滑动元件和接触面单元的应用,使得这些模型能够较好地模拟桩-土接触面上的非线性行为;然而,这些元件和单元的应用一方面使模型变得非常复杂,不利于工程应用;另一方面,其力学参数的确定也成为模型应用于工程实践的一个重要瓶颈。

10-3-2 动力 p - y 曲线的确定

采用离散模型进行桩-土-结构动力相互作用分析的关键在于确定弹簧的刚度系数和阻尼系数。上述由 Mindlin 位移解确定土弹簧刚度系数的方法由静力分析引申而来,虽然简单,但其弹簧刚度系数仅反映了与土层深度的关系,采用等效模量考虑土体的动力非线性也较为粗糙,用于桩-土-结构动力分析缺乏一定的理论依据。目前,在桩-土-结构动力相互作用分析中,常用的弹簧刚度系数是通过由试验或经验公式给出的桩侧土 p - y 曲线来确定,这类方法即所谓的 p - y 曲线法。动力 p - y 曲线是指动荷载或循环荷载下桩侧土体抗力 p 与桩土相对位移 y 之间的关系曲线。计算模型中,桩侧土对桩身的阻抗作用以若干非线性弹簧和阻尼器代替。非线性弹簧的动力性质以桩侧土体 p - y 曲线来描述,阻尼可考虑土体的材料阻尼和辐射阻尼,如图 10-11 所示。由于 p - y 曲线多为动荷载或循环荷载下测得的试验曲线,将其应用于桩-土-结构动力相互作用分析中,则体现了桩周土在动荷载作用下的工作性能。动力 p - y 曲线不仅反映了土体的线弹性阶段力和位移关系,同时也能体现土体在塑性阶段的变形特性,故动力 p - y 曲线法属于一种弹塑性分析方法。

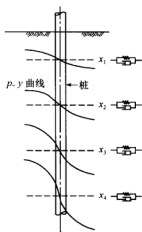


图 10-11 p - y 曲线法

用 p - y 曲线法分析桩-土-结构动力相互作用问题的关键是 p - y 曲线的确定,原则上应由现场试验确定;在没有试验资料时,可采用一些由试验得到的经典 p - y 曲线。目前应用较多的是 Matlock-Reese 曲线,它是由 Matlock 和 Reese 等^[15~17]由现场试验结果经过相应数学处理后形成的。

Matlock (1970)^[16]基于塞宾和奥斯汀现场试验提出软黏土在循环荷载下的 p - y 曲线公式:

$$p = 0.5 \left(\frac{y}{y_c} \right)^{\frac{1}{3}} p_u \quad y \leq 3y_c \quad (10-35a)$$

$$p = 0.72 p_u \quad y > 3y_c \text{ 且 } x \geq x_{cr} \quad (10-35b)$$

$$0.72 \left(1 - \frac{x}{x_{cr}} \right) \frac{p}{p_u} + 12 \frac{y}{y_c} + 0.72 \left(\frac{3x}{x_{cr}} - 15 \right) = 0 \quad 15y_c \geq y > 3y_c \text{ 且 } x < x_{cr} \quad (10-35c)$$

$$p = 0.72 \frac{x}{x_{cr}} p_u \quad y > 15y_c \text{ 且 } x < x_{cr} \quad (10-35d)$$

式中: p ——侧向土抗力;

y ——循环荷载下桩身变位;

p_u ——桩侧土的极限抗力, $p_u = N_p c D$;

c ——桩侧土不排水抗剪强度;

N_p ——桩侧土极限抗力系数;

D ——桩径;

y_c ——桩侧土达到极限抗力一半时的相应桩身变位, $y_c = 0.25 \epsilon_c D$;

ϵ_c ——相应于最大主应力差一半时的应变;

x ——桩身的人土深度;

x_{cr} ——桩侧土由滑动破坏向塑性流动破坏转变的临界深度。

从上式可以看出, 当桩身变位较大 ($15y_c > y > 3y_c$) 时, 此时桩侧浅层土体 ($x < x_{cr}$) 将出现强度降低、应变软化现象 (图 10-12), 这体现了桩侧土体在循环荷载 (动荷载) 作用下的非线性性状。

Reese 和 Cox 等 (1975)^[16] 提出了适合于硬黏土的对应于循环荷载下的 p - y 曲线。此外, 美国石油协会规范 (API) 所推荐的砂土静载和循环荷载下的 p - y 曲线也是基于 Reese 和 Cox 等 (1974)^[17] 对砂土所进行的静载和侧向循环加载条件下的试验结果而得到的。

此后, 许多研究者对经典 Matlock-Reese 曲线进行了深入研究和探讨, 并提出了一些确定 p - y 曲线的新方法, 其中, 影响较大且应用较广的有: Sullivan 和 Reese (1980)^[18] 针对软黏土和硬黏土提出的 p - y 曲线统一法、挪威船级社入级规范中的 p - y 曲线法, 以及我国学者田平和王惠初 (1991, 1993)^[19,20] 提出的 p - y 曲线“新统一法”等。尹华伟和易伟建等 (2006)^[21] 将 p - y 曲线按构成函数形式分为四类, 并比较了不同类型 p - y 曲线的优缺点。图 10-13 为按 $y^{\frac{1}{2}}$ 类函数 (经典 Matlock-Reese 曲线)、 y^n 类函数 (三次多项式函数等)、双曲线正切函数和双曲线函数描述的 p - y 曲线的比较结果。

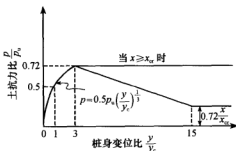


图 10-12 循环荷载下软黏土 p - y 标准曲线 (Matlock, 1970)

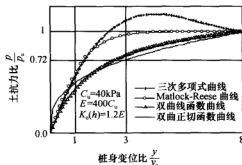


图 10-13 按不同函数形式描述的 p - y 曲线的比较 (尹华伟和易伟建等, 2006)

获得 p - y 曲线的另一途径是进行桩-土-结构体系的现场或模型试验。应用较多的试验方法有: 现场侧向循环加载试验、离心机模型试验和振动台模型试验等。将试验测得

数据经过一定的数学处理后便可推得土反力与桩土相对位移,从而可以得到所需要的 $p-y$ 曲线。通常,由振动台试验结果确定桩周土的 $p-y$ 曲线需要经过以下几个步骤:首先,根据梁柱理论,拟合试验所测到的桩体弯矩沿深度分布,确定弯矩沿桩身分布的函数表达式;其次,分别对该弯矩分布函数进行二次微分和二次积分,以计算土反力和桩身位移。再次,拟合土体的加速度反应记录,并对其进行二次积分,得到土体的位移分布,则桩土相对位移可以确定。最后,由土反力与桩土相对位移确定 $p-y$ 曲线。需要指出的是,在对离散试验数据进行拟合分析时应考虑到噪音干扰对试验结果的影响,以达到最佳的拟合精度。此外,根据数值分析方法计算得到的离散结果,也可采用上述步骤确定 $p-y$ 曲线,并可以将其与试验所得到的 $p-y$ 曲线加以对比验证。

10-3-3 根据 $p-y$ 曲线确定桩周土动力阻抗

设单调加载或循环荷载下的 $p-y$ 曲线可以式 (10-36) 表达:

$$p(z) = f(\Omega, y) \quad (10-36)$$

式中: $p(z)$ ——深度 z 处桩周土对桩的反力;

Ω —— $p-y$ 曲线的影响因子,对式 (10-35), $\Omega = \Omega(p_0, y_c, x, x_c)$

y ——相应的桩土相对位移, $y = y(z)$ 。

根据桩周土水平弹簧系数的定义,由式 (10-36) 对 y 求一次导数,可得桩周土水平弹簧系数:

$$k(z) = \frac{dp(z)}{dy(z)} \quad (10-37)$$

式中: $k(z)$ ——相应 z 深度处的水平土弹簧系数。

桩周土的材料阻尼和辐射阻尼效应 [合计为 $c(z)$] 可按刚度比例阻尼假设确定,则采用 $p-y$ 曲线法所得到的桩周土动力阻抗可表示为以下复数形式:

$$K(z) = k(z) + ic(z) \quad (10-38)$$

式中: $K(z)$ ——相应 z 深度处桩周土动力阻抗。

桩-土体系所受到的地震动作用为不规则往返荷载,应计及桩周土的滞回特性。桩周土的刚度和阻尼特性可由地震动作用下土的滞回曲线得到。在缺乏试验数据的前提下,土体滞回曲线可以单调加载条件下的 $p-y$ 曲线为骨干曲线,采用已有的土体本构模型构造。这样,地震动作用下桩周土弹簧刚度系数和阻尼系数可由滞回曲线得到^[22],如图 10-14 所示。采用土的滞回曲线确定土弹簧系数时需要进行加载和卸载的判断。通常,当荷载作用方向与位移发生方向一致时为加载;反之,则为卸载。

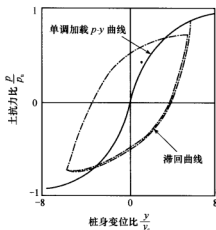


图 10-14 根据修正的 Ramberg-Osgood 模型构造的 $p-y$ 曲线 (肖晓春, 2003)

10-4 桩-土-结构动力相互作用的整体分析混合有限元法

有限元模型是以结点连接的离散有限单元组合物为研究对象进行分析。在 PSSI 效应的有限元分析中,真实的、连续的土体作为桩体的约束介质而出现,其动力学特性及边界条件可以通过较为精确的模型来模拟。对于基础和结构构件甚至是一些非结构构件的材料、力学特性,以及构件间的组合性能均能得到较为细致的考虑。相对于上述弹簧系数法和 $p-y$ 曲线法,有限元法除了能较好地描述土体中应力波的传播外,还具有处理土性的变化和地震动空间变化的灵活性。能够方便地考虑影响桩基工作性态的主要因素(土的非线性、土体软化和液化、桩-土接触行为、群桩效应),同时能够完整地给出土体地震反应的性状,分析土体地震灾变过程及其对基础和结构稳定性的影响。

10-4-1 整体分析混合有限元法的概念和特点

已有实际地震震害表明,结构地震破坏可以分为两类:一类是结构本身受力或变形过大导致的破坏;另一类则是基础破坏或地基失效引起的上部结构破坏。这两类结构地震破坏体现了两种性质不同的震害机理。实际上,无论是结构本身破坏还是基础或地基破坏引起的上部结构破坏,其破坏过程都是结构、地基和基础作为一个体系相互作用结果的反映。因此,就结构抗震分析而言,将实际存在的地基和基础、结构作为一个整体进行分析,一次得到地基、基础和结构的地震反应,则更符合实际情况。同时也体现了地基土作为地震波传播介质和结构基础支承介质的双重作用,也能明确揭示出结构地震破坏的机理。这是整体分析混合有限元法中“整体分析”的含义所在。

土-结构动力相互作用(soil-structure interaction, SSI)整体分析有限元法有一步法和二步法之分^[23,24]。一步法是将结构及其邻近土体都采用精细的有限单元进行离散,一次求得土-结构体系各计算点的全部地震反应量。一步法可以比较真实地反映 SSI 体系的实际工作状态,但计算工作量非常庞大,对计算机的性能要求比较高。二步法是先对上部结构作比较大的简化,但对土体采用比较精细的有限单元进行离散,据此求得 SSI 体系的地震反应量,此时可以比较完整地给出土体的地震反应性状。由于上部结构的高阶特征频率一般已经超出地震动的高频范围,因而适当减少上部结构的自由度不至于影响地基土及其邻近土体的地震动特征。一般地,在这一步中土体可简化为平面应变问题。第二步是将第一步得到的基础表面的地震动作为进一步分析的输入地震动,这一步中上部结构采用比较精细的有限单元进行离散,甚至采用三维有限单元,此时不再考虑地基土的影响,仅对上部结构进行地震反应分析。二步法的计算工作量远小于一步法,是土-结构动力相互作用整体分析普遍采用的方法。美国 ASCE-4-86《核安全有关结构抗震设计标准》规定可以采用二步法进行土-结构动力相互作用分析^[23]。

考虑到土-结构动力相互作用整体分析的合理性和重要性,作者根据二步法的基本思想,采用整体分析混合有限元法,开发完成了一个具有广泛适用性的土-结构动力相互作用分析软件,其“混合有限元”的含义包括:①将复杂的 SSI 体系视为若干类有限单元的混合体,通过基本单元的自由组合、引入一定的边界约束条件,来恰当地模拟各

类 SSI 体系; ② 提供了三个独立的分析模块, 这使得 SSI 问题可在时域、频域求解, 也可进行随机地震反应分析; ③ 提供了土体二维地震反应分析的总应力和有效应力分析模式, 可以计算土体的地震永久变形和振动孔隙水压力的发展过程及其分布。

整体分析混合有限元法注重 SSI 效应对结构和土体两者的工作状态的影响; 包含较多的基本单元类型; 可以视工程要求和实际条件提供多种分析模块; 具有广泛的适用性。

10-4-2 桩-土-结构动力相互作用体系的简化^[24,25]

PSSI 问题数值分析的首要任务是建立合理可靠的物理模型。建模过程中通常需要对复杂的 PSSI 体系进行适当的简化, 并且要求简化的物理模型应能反映问题的主要方面。因此, 为尽可能地反映实际情况, 整体分析混合有限元法中对 PSSI 体系的简化, 需遵循以下原则:

- (1) PSSI 体系的简化方法应能适应土体分布特征和结构型式的多样性。
- (2) 形成的 PSSI 分析简图能真实地表示 PSSI 体系的质量和刚度分布特性。
- (3) 必须适当地考虑材料的非线性性能, 尤其是土的动力非线性性能。
- (4) 应能发现 PSSI 体系的薄弱环节, 并能考虑其震害机理, 包括部分土层液化或软化对 PSSI 体系地震性能的影响。

按上述原则, PSSI 体系可简化成梁单元 (可以考虑梁的横向剪切效应)、剪切杆单元、刚性块单元、界面单元、等参单元等组成的集合体, 且这些基本单元可以任意组合。另外, 视需要还可以在某个结点上附加集中质量和转动惯量。这样, PSSI 体系不受土体和结构型式的限制, 只要恰当地确定模型参数以及合理地剖分有限单元, 就可以合理地模拟 PSSI 体系的质量和刚度分布。

10-4-3 桩-土-结构动力相互作用整体分析混合有限元法的几个重要问题

1. 土体边界模拟问题

由于实际振动过程中, 地震波将向无限域土体散逸, 而在有限元模型中土体通常具有一定的边界, 则波动能量如何透过有限元边界向远处传播是数值建模时必须考虑的问题。目前对这一问题的处理方法主要有:

(1) 在所截取的较小计算域边界上设置人工边界, 详见 7-4 节的人工边界条件。有限元模型中所建立的人工边界可以模拟波从计算域内部向边界外无限域土体传播的过程, 实现波动能量的传递, 从而避免了地震波在计算域边界上的反射。

(2) 在所截取的较大计算域边界上设置人工边界。与第一种处理方法不同的是, 该法扩大了计算域的范围。考虑到桩基振动对土体变形的影响, 以及地震前地基土的静应力状态对地基的动力稳定性和地震永久变形大小有重要影响, 对土体截取较大的计算范围, 则能更为合理地反映桩侧附近土体的变形特征。

(3) 截取很大的计算域并采用简单边界。通常, 简单边界上的结点只有振动方向的自由度, 其他方向被约束。简单边界的设置无疑将使地震波在边界上发生反射, 但只要

所截取的计算域范围足够大,人工边界距离所关心的结构和基础足够地远,则地震波在边界上的反射对 PSSI 体系地震反应的影响可以忽略。人工边界与所感兴趣的区域间的水平距离 D 应满足以下条件^[26]:

$$D \geq \frac{1}{2} v_{\max} T \quad (10-39)$$

式中: v_{\max} ——土层的最大剪切波速;

T ——总的计算时间长度。

这种方法的一个最大缺陷是计算工作量较大,对于一些大型工程问题的分析,尤其是三维分析,计算效率不高。

2. 土体单元尺寸问题

单元尺寸大小对有限元计算的精度、收敛性均有重要的影响。然而,这个问题至今没有引起研究者的足够重视。土体单元尺寸过大,则将显著影响高频地震波的传播,并导致较大的误差;土体单元尺寸过小,则大大增加自由度数目和计算工作量。一般地,土体单元尺寸应满足以下要求:① 单元网格应当细到足以确定感兴趣的最高频率;② 考虑土体应力与应变区域的网格应比只考虑位移的区域网格细;③ 考虑土的非线性特性时,单元网格应细到能够反映非线性效果。

对有限元分析中的土体单元尺寸与波长的适当关系目前仍无定论。廖振鹏(2002)^[26]认为沿波传播方向每一波长可取 10 个单元。一般认为,对于 S 波,单元高度应满足以下关系^[27]:

$$h_{\max} = \left(\frac{1}{5} \sim \frac{1}{8} \right) \lambda_{s,\min} \quad (10-40)$$

式中: $\lambda_{s,\min}$ ——感兴趣的最小波长,按式(10-41)确定:

$$\lambda_{s,\min} = \frac{v_s}{f_{\max}} \quad (10-41)$$

式中: v_s ——土体的剪切波速;

f_{\max} ——感兴趣的最高频率。

采用混合质量矩阵,一般取 $h_{\max} = \frac{1}{5} \lambda_{s,\min}$;采用一致质量矩阵或集中质量矩阵,一

般取 $h_{\max} = \frac{1}{8} \lambda_{s,\min}$ 。以上仅是从波动角度对单元尺寸加以考虑。事实上,有限元法本身对于离散网格尺寸大小也有一定的要求,例如,单元尺寸直接影响数值积分的精度等;而且,这些要求往往使得计算工作量、计算精度和收敛性不能同时满意,例如,加密网格可提高计算精度,但也增加了计算工作量,也可能使计算不收敛。在进行 SSI 体系动力分析时,通常在满足上述条件的基础上,对感兴趣的计算区域(基础和桩周土体)进行网格加密,离基础和桩较远的区域网格可适当粗分,粗、细网格之间可采用简单单元(三角形单元等)逐渐过渡。

3. 数值滤波技术应用问题

当在频域内进行桩-土结构动力相互作用分析时,对每个感兴趣的频率点都需要进

进行一次 PSSI 体系动力方程的求解;若采用等效线性化方法考虑土体的动力非线性特性,则在每次迭代循环计算中都需要对每个频率点进行一次 PSSI 动力方程的求解。可想而知,若选择的计算频率点很多,则计算量将是巨大的。事实上,只有低于某一频率的地震波对 PSSI 体系的地震反应有影响。因此,在进行 PSSI 体系地震反应分析前,对输入地震波进行适当的滤波处理,过滤掉地震波的高频分量,截取感兴趣的最高频率,则可以大大地降低计算工作量,且不影响计算结果的精度。对于时间间隔为 Δt 的地震记录,其有意义的最高截止频率为

$$f_{\max} = \frac{1}{2\Delta t} \quad (10-42)$$

如数字化地震记录的时间间隔 $\Delta t=0.01\text{ s}$ 、 0.005 s ,则其最高截止频率分别为 50 Hz 、 100 Hz ;而对绝大多数问题而言,由于土体的滤波效应,对土体地震反应有意义的地震波频率小于 $15\sim 20\text{ Hz}$,对于软土地基,则甚至小于 $10\sim 15\text{ Hz}$ 。因此,在计算中选定有效的最高频率是非常重要的。此外,超低频的地震波,对 PSSI 体系地震反应也是影响甚微,一般地,有效的最低频率可以取为 0.05 Hz 。

4. 桩-土界面问题

有限元模型中,桩-土界面上通常需要设置特定的单元来模拟桩-土界面上的滑移和脱开现象。桩-土界面问题的关键是建立合理反映桩-土界面受力变形机理的力学模型,并确定模型的计算参数。目前,桩-土界面的处理方式主要为接触面单元法(Goodman 单元、Desai 单元等)及在商业软件中普遍采用的主从接触面法,详细介绍见 10-6 节。

5. 单点高斯积分的应用问题^[28]

在有限元单元分析中,求解单元刚度矩阵时需要进行大量的积分运算,一般需通过等参变换后在自然坐标系中进行高斯积分,即

$$\begin{aligned} \int_V g dV &= \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 g(\lambda, \eta, \zeta) |J(\lambda_i, \eta_j, \zeta_k)| d\lambda d\eta d\zeta \\ &= \sum_{i=1}^l \sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^n w_i w_j w_k g(\lambda_i, \eta_j, \zeta_k) |J(\lambda_i, \eta_j, \zeta_k)| \end{aligned} \quad (10-43)$$

式中: w_i 、 w_j 、 w_k ——积分系数;

$|J(\lambda_i, \eta_j, \zeta_k)|$ ——等参变换的雅可比矩阵行列式。

当式(10-43)中的积分点个数 $l=m=n=1$ 时,式(10-43)的积分运算即为单点高斯积分。显然,与 $2\times 2\times 2$ 点或 $3\times 3\times 3$ 点高斯积分相比,单元数据存储量和计算时间仅为其 $\frac{1}{8}$ 或 $\frac{1}{27}$,单点高斯积分极大地节省了数据存储量和减少了运算次数,这对于复杂的 PSSI 体系地震反应分析是非常有益的。但是,采用单点高斯积分将使得单元形函数在单元形心处的导数值与部分位移模态无关,从而导致这些位移模态(沙漏模态)不能发挥作用,其代表的相应变形也将丢失,如图 10-15 所示。因此,在采用单点高斯积分时,应对沙漏模态进行适当的控制。

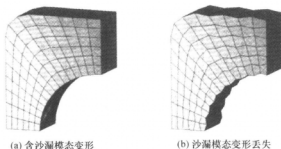


图 10-15 体单元的沙漏模式示意图

对于沙漏问题,合适的解决方法是在单元各个结点处引入一个沙漏黏性阻尼力,该黏性阻尼力可表示为

$$f_k = -a_k \sum_{j=1}^N h_{ij} \Gamma_{jk} \quad (10-44)$$

式中: Γ_{jk} ——第 j 个沙漏基矢的第 k 个分量;

N ——模态个数;

$$h_{ij} \text{——沙漏模态的模, } h_{ij} = \sum_{k=1}^M \dot{x}_i^k \Gamma_{jk};$$

\dot{x}_i^k ——单元结点速度;

$$a_k = \frac{1}{4} \zeta \rho V_e^{\frac{2}{3}} v_p;$$

式中: V_e 、 v_p 、 ρ ——单元体积、单元体材料 P 波波速及质量密度;

ζ ——常数,一般取 0.05~0.15。

式(10-44)中的负号表示沙漏黏性阻尼力与沙漏模态的变形方向相反。

将由式(10-44)计算得到的各单元沙漏黏性阻尼力组集成为沙漏黏性阻尼力向量,代入离散化的运动方程即可。由于沙漏模态与其他基矢量正交,沙漏模态则在计算过程中不断得到控制。沙漏黏性阻力所做的功可以忽略,且沙漏黏性阻力的计算比较简单,耗费的时间极少。因此,采用单点高斯积分不但精度可以得到保证,而且可以显著提高计算效率。

10-5 桩-土-结构动力相互作用分析的子结构法

子结构法是分析土-结构动力相互作用问题的一种较为方便的方法。在该方法中,土-结构动力相互作用体系被分割成几个简单的子结构,从而将研究整个体系的复杂问题转化为研究几个简单的子结构问题。先对每一个子结构采用适宜的方法单独求解,结合交界面上力和位移的相容条件,采用叠加原理综合各子结构的反应,从而得到整个体系的反应。因此,子结构法仅适用于线性或等效线性反应的分析。

根据所确定的子结构间相互作用自由度的不同,子结构法可以分为刚性边界法(Kausel 和 Roesset, 1974)^[29]、柔性边界法(Gutierrez, 1976; Gutierrez 和 Chopra, 1977, 1978)^[30~32]、柔性体积法(Lysmer, 1981)^[33]和缩减法(Chih-Cheng, 1998)^[34]。

国际著名的土-结构动力相互作用分析专业软件 SASSI (System for Analysis of Soil-Structure Interaction) 采用子结构柔性体积法, 从而使子结构柔性体积法在土-结构动力相互作用分析中得到了广泛的应用。子结构缩减法与子结构柔性体积法非常类似, 但其计算效率比子结构柔性体积法更高, 尤其是对宽而深埋的基础结构型式 (如大型群桩基础) 更具有明显的优势, 并且编入新版的 SASSI 软件。因此, 这里先简要地介绍子结构柔性体积法, 再对子结构缩减法作比较详细的介绍。

10-5-1 子结构柔性体积法

子结构柔性体积法的基本原理如图 10-16 所示。该方法将土-结构动力相互作用体系分割为 I、II、III 三个子结构, 子结构 I 为自由场地; 子结构 II 为被开挖去的土体, 土体开挖后这部分由基础所取代; 子结构 III 为实际结构。子结构 I 减去子结构 II, 再加上子结构 III, 就形成了原始的土-结构动力相互作用体系。 b 表示整个体系的边界, i 表示地基和上部结构之间的边界, w 表示开挖去的土体, f 表示除开挖区外的自由场地, s 表示上部结构除地基和上部结构边界外的部分。

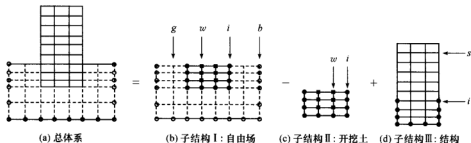


图 10-16 子结构柔性体积法的基本原理

由图 10-16 可见, 整个土-结构动力相互作用体系在离结构相当远的距离处截断, 被截去部分土体的影响可通过作用在人工边界上的力向量 $\{Q_b\}$ 来体现, 并假定人工边界离结构足够远, 力向量 $\{Q_b\}$ 不受结构存在的影响。此时, 土-结构动力相互作用问题的动力方程可表示为

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{Q\} \quad (10-45)$$

式中: $[M]$ ——体系的质量矩阵;

$[K]$ ——体系的复刚度矩阵;

$\{u\}$ ——体系的位移向量;

$\{Q\}$ ——地震动引起的力向量。

离散的数字化地震动加速度可以通过三角函数被扩展为连续的时间函数:

$$a(t) = \operatorname{Re} \sum_{s=0}^N A_s e^{i\omega_s t} \quad (10-46)$$

式中: N ——数字化地震动加速度记录的离散点数;

s ——数字化地震动加速度记录的离散点序号;

ω_s ——圆频率，按式 (10-47) 确定：

$$\omega_s = \frac{2\pi s}{N\Delta t} \quad (10-47)$$

式中： Δt ——数字化地震动加速度记录离散点的时间间隔；

A_s ——地震动加速度的复幅值，定义为

$$A_s = \frac{1}{N} \sum_{k=0}^{N-1} a_k e^{-i\omega_s k \Delta t} \quad s = 0, \quad s = \frac{N}{2} \quad (10-48a)$$

$$A_s = \frac{2}{N} \sum_{k=0}^{N-1} a_k e^{-i\omega_s k \Delta t} \quad 1 \leq s < \frac{N}{2} \quad (10-48b)$$

这可通过 FFT 技术来实现。

对于线弹性体系，一旦得到了相应于不同频率的复幅值 A_s ，地震动的作用可以被视为不同频率的简谐运动作用的线性叠加。当动荷载为圆频率 ω 的简谐运动时，力向量 $\{Q\}$ 和位移向量 $\{u\}$ 可以被写为

$$\{Q\} = \{\hat{Q}\} e^{i\omega t} \quad (10-49)$$

$$\{u\} = \{U\} e^{i\omega t} \quad (10-50)$$

式中： $\{\hat{Q}\}$ 、 $\{U\}$ ——频率为 ω 时的复荷载幅值向量和复位移幅值向量。

因此，对每一个频率点，土-结构动力相互作用问题的动力方程式 (10-45) 可以改写为

$$[C]\{U\} = \{\hat{Q}\} \quad (10-51)$$

式中： $[C]$ ——与频率相关的复动力刚度矩阵：

$$[C] = [K] - \omega^2 [M] \quad (10-52)$$

根据式 (10-51) 求得每一频率的复位移向量 $\{U\}$ 后，时域位移向量 $\{u(t)\}$ 可由式 (10-53) 确定：

$$\{u(t)\} = \operatorname{Re} \sum_{s=0}^{\frac{N}{2}} \{U_s\} e^{i\omega_s t} \quad (10-53)$$

这可通过逆 FFT 技术来实现。

该体系的运动方程式 (10-51) 可以写成分块矩阵的形式：

$$\begin{bmatrix} C_{II}^{II} - C_{II}^{II} + X_{II} & C_{II}^{II} + X_{Iw} & C_{II}^{II} \\ -C_{wI}^{II} + X_{wI} & -C_{ww}^{II} + X_{ww} & 0 \\ C_{II}^{II} & 0 & C_{II}^{II} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_I \\ U_w \\ U_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} X_{II} U'_I + X_{Iw} U'_w \\ X_{wI} U'_I + X_{ww} U'_w \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (10-54)$$

这里，上角标 I、II、III 表示子结构 I、II、III。该方程式清晰地表明了左边频率相关的复动力刚度矩阵是从自由场地和上部结构的复动刚度矩阵中减去开挖土的复动力刚度矩阵后得到的。称频率相关矩阵 $[X]$ 为地基阻抗矩阵：

$$[X] = \begin{bmatrix} X_{II} & X_{Iw} \\ X_{wI} & X_{ww} \end{bmatrix} \quad (10-55)$$

频率相关的位移向量 $\{U'_f\}$ 为自由场运动向量：

$$\{U'_f\} = \begin{Bmatrix} U'_I \\ U'_w \end{Bmatrix} \quad (10-56)$$

10-5-2 子结构缩减法

子结构柔性体积法假设自由场和开挖去的土体之间的相互作用不仅发生在土体的边界,而且也发生在土体的内部;而子结构缩减法假设自由场和开挖去的土体之间的相互作用仅发生在两者的边界,即土-结构的动力相互作用仅仅发生在结构埋置基础的边界上,从而导致子结构缩减法的相互作用自由度数比子结构柔性体积法的少得多,使得地基阻抗矩阵 $[X]$ 的求解更为简单。

子结构缩减法的基本原理如图 10-17 所示。该方法将土-结构动力相互作用体系也分割为 I、II、III 三个子结构:子结构 I 为自由场地;子结构 II 为被开挖去的土体;子结构 III 为结构。整个体系等价于自由场地减去被开挖去的土体,再加上结构。同样, b 表示整个体系的边界, i 表示地基和结构之间的边界, w 表示开挖去的土体, f 表示除开挖区外的自由场地, s 表示结构除地基和上部结构边界外的部分。

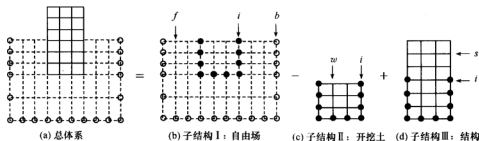


图 10-17 子结构缩减法的基本原理

在地震动作用下,对于自由场地(子结构 I),其运动方程可表示为

$$\begin{bmatrix} C_{ii}^I & C_{if}^I & C_{ib}^I \\ C_{fi}^I & C_{ff}^I & C_{fb}^I \\ C_{bi}^I & C_{bf}^I & C_{bb}^I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_i \\ U_f \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q_i^I \\ 0 \\ Q_b \end{Bmatrix} \quad (10-57)$$

式中: $\{Q_i^I\}$ ——来自于其他两个子结构的作用在子结构 I 的相互作用力向量;

$\{Q_b\}$ ——地震动引起的作用于人工边界上的力向量,以考虑被截去的土体对自由场剩余土体的影响;

$\{U\}$ ——复位移幅值向量;

$[C_{il}]$ ——复动力刚度矩阵,具有 $[C] = [K] - \omega^2 [M]$ 的形式,其中 $[M]$ 为混合质量矩阵,取一致质量矩阵 $[M]_c$ 和集中质量矩阵 $[M]_l$ 之和的一半。

对于被开挖去的土体(子结构 II),其运动方程可表示为

$$\begin{bmatrix} C_{ii}^{II} & C_{iw}^{II} \\ C_{wi}^{II} & C_{ww}^{II} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_i \\ U_w \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q_i^{II} \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (10-58)$$

式中: $\{Q_i^{II}\}$ ——作用在子结构 II 上的相互作用力。

对于结构(子结构 III),其运动方程可表示为

$$\begin{bmatrix} C_{ii}^{\text{II}} & C_{ib}^{\text{II}} \\ C_{bi}^{\text{II}} & C_{bb}^{\text{II}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_i \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q_i^{\text{II}} \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (10-59)$$

式中: $\{Q_i^{\text{II}}\}$ ——来自于其他两个子结构的作用在子结构Ⅲ上的相互作用力向量。

假如不存在土体开挖和结构,则自由场地地震反应分析的运动方程可表示为

$$\begin{bmatrix} C_{ii}^{\text{I}} & C_{if}^{\text{I}} & C_{ib}^{\text{I}} \\ C_{fi}^{\text{I}} & C_{ff}^{\text{I}} & C_{fb}^{\text{I}} \\ C_{bi}^{\text{I}} & C_{bf}^{\text{I}} & C_{bb}^{\text{I}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_i^0 \\ U_f^0 \\ U_b^0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ Q_b \end{Bmatrix} \quad (10-60)$$

式中: $\{U^0\}$ ——自由场复位移幅值向量。

式(10-57)减去式(10-60),则可得下列表达式:

$$\begin{bmatrix} C_{ii}^{\text{I}} & C_{if}^{\text{I}} & C_{ib}^{\text{I}} \\ C_{fi}^{\text{I}} & C_{ff}^{\text{I}} & C_{fb}^{\text{I}} \\ C_{bi}^{\text{I}} & C_{bf}^{\text{I}} & C_{bb}^{\text{I}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} R_i \\ R_f \\ R_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q_i^{\text{I}} \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (10-61)$$

这里, $\{R_i \ R_f \ R_b\}^T$ 称为相互作用复位移幅值向量, 定义为

$$\begin{Bmatrix} R_i \\ R_f \\ R_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} U_i - U_i^0 \\ U_f - U_f^0 \\ U_b - U_b^0 \end{Bmatrix} \quad (10-62)$$

从式(10-61)中消去 $\{R_f\}$ 和 $\{R_b\}$, 式(10-61)可以表示为更简单的形式:

$$[X_{ii}]\{R_i\} = \{Q_i^{\text{I}}\} \quad (10-63)$$

这里, 称 $[X_{ii}]$ 为地基阻抗矩阵。实际上, 地基阻抗矩阵 $[X_{ii}]$ 不必从上述消元法来得到, 可以由下文所述的独立的阻抗矩阵分析得到。

以复位移幅值向量 $\{U_i\}$ 和自由场复位移幅值向量 $\{U_i^0\}$ 代替相互作用复位移幅值向量 $\{R_i\}$, 则式(10-63)可以改写为

$$[X_{ii}]\{U_i\} = \{X_{ii}U_i^0 + Q_i^{\text{I}}\} \quad (10-64)$$

式(10-64)是与式(10-57)等价的, 但要简单得多。

由于整个体系等价于子结构Ⅰ减去子结构Ⅱ再加上子结构Ⅲ, 因此, 在土-结构相互作用的边界上满足下述的力平衡方程:

$$\{Q_i^{\text{I}} - Q_i^{\text{II}} + Q_i^{\text{III}}\} = \{0\} \quad (10-65)$$

同样, 上述“整个体系等价于子结构Ⅰ减去子结构Ⅱ再加上子结构Ⅲ”的结论可以被用来得到整个体系的运动方程。首先, 由式(10-64)减式(10-58), 得到“子结构Ⅰ”减去“子结构Ⅱ”的运动方程:

$$\begin{bmatrix} X_{ii} - C_{ii}^{\text{II}} & -C_{iw}^{\text{II}} \\ -C_{wi}^{\text{II}} & -C_{ww}^{\text{II}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_i \\ U_w \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} X_{ii}U_i^0 + Q_i^{\text{I}} - Q_i^{\text{II}} \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (10-66)$$

将式(10-66)与式(10-59)叠加, 则可以得到整个体系的运动方程如下:

$$\begin{bmatrix} X_{ii} - C_{ii}^{\text{II}} + C_{ii}^{\text{III}} & -C_{iw}^{\text{II}} & C_{is}^{\text{III}} \\ -C_{wi}^{\text{II}} & -C_{ww}^{\text{II}} & 0 \\ C_{si}^{\text{III}} & 0 & C_{ss}^{\text{III}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_i \\ U_w \\ U_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} X_{ii}U_i^0 + Q_i^{\text{I}} - Q_i^{\text{II}} + Q_i^{\text{III}} \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (10-67)$$

利用土-结构相互作用边界上的力平衡方程式(10-65), 式(10-67)可改写为

$$\begin{bmatrix} \mathbf{X}_{ii} - \mathbf{C}_{ii}^{\text{II}} + \mathbf{C}_{ii}^{\text{III}} & -\mathbf{C}_{iw}^{\text{II}} & \mathbf{C}_{ii}^{\text{III}} \\ -\mathbf{C}_{wi}^{\text{II}} & -\mathbf{C}_{ww}^{\text{II}} & \mathbf{0} \\ \mathbf{C}_{ii}^{\text{III}} & \mathbf{0} & \mathbf{C}_{ii}^{\text{III}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U}_i \\ \mathbf{U}_w \\ \mathbf{U}_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{X}_{ii} \mathbf{U}_i^0 \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad (10-68)$$

比较式(10-54)和式(10-68),可以发现,子结构缩减法的体系运动方程比子结构柔性体积法的体系运动方程简单,计算效率要高。

10-5-3 地基阻抗矩阵分析

1. 动力柔度矩阵问题

从上可见,土-结构动力相互作用分析的子结构柔性体积法和缩减法的运动方程,均包含地基阻抗矩阵 $[\mathbf{X}]$,在子结构柔性体积法中,地基阻抗矩阵需要计算被开挖去土体的全部相互作用结点,即 i 和 w 结点(见图10-16);而在子结构缩减法中,地基阻抗矩阵仅需要计算被开挖去土体的外边界结点,即 i 结点(见图10-17)。

地基阻抗矩阵 $[\mathbf{X}]$ 可通过相互作用结点的动力柔度矩阵 $[\mathbf{F}]$ 求逆来得到,这样,地基阻抗分析的主要工作是确定动力柔度矩阵 $[\mathbf{F}]$ 。

这里,定义动力柔度矩阵 $[\mathbf{F}]$ 中的第 i 列为在第 i 自由度作用单位简谐荷载而在相互作用自由度上所产生的动力位移。这样,对于二维问题,确定动力柔度矩阵 $[\mathbf{F}]$ 的问题变为求解简谐线荷载作用下成层半空间的简谐位移反应问题。图10-18给出动力柔度矩阵分析的成层地基平面应变模型示意图,标注“•”的结点表示加荷结点,标注“×”的结点为被开挖去的土体(子结构II)的结点,这些结点在子结构柔性体积法中均为相互作用结点。

求解二维动力柔度矩阵 $[\mathbf{F}]$ 的基本问题是在图10-18中某一系列结点(标注“•”的结点)依次作用单位简谐荷载,求解所有相互作用结点的简谐位移反应。称这样的简谐位移反应解为基本解。一旦求得这一基本解,则只要进行简单的水平向坐标平移就可确定在其余任一列结点依次作用单位荷载下所有相互作用结点的简谐位移反应。这一基本解可采用单列矩形单元组成的平面应变土柱模型求解^[35],如图10-19所示。利用对称性,该模型可取其一半进行分析;侧向半无限成层区域的影响可采用7-4-3节介绍的一致边界来模拟;地基的底部边界可以采用固定边界,也可以采用具有黏性边界的成层半空间来模拟。这里,仅讨论底部为固定边界的情况。此时,该模型的运动方程可以式(10-69)表示:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{C}_{cc} & \mathbf{C}_{cd} \\ \mathbf{C}_{dc} & \mathbf{C}_{dd} + \mathbf{R} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U}_c \\ \mathbf{U}_d \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{Q}_c \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad (10-69)$$

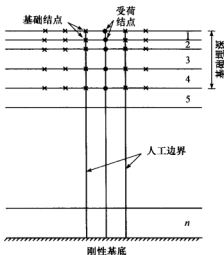


图10-18 二维阻抗分析的平面应变模型

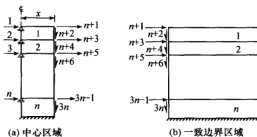


图 10-19 水平向荷载的边界条件

式中: $[C]$ ——复动力刚度矩阵, 具有 $[C] = [K] - \omega^2[M]$ 的形式;

$[R]$ ——一致边界阻抗矩阵, 见 7-4-3 节;

c ——下角标, 表示中心线上的自由度;

l ——下角标, 表示侧边界上的自由度。

$\{U_c\}$ 、 $\{U_l\}$ ——相应自由度的复位移幅值向量。

$\{Q_c\}$ ——水平向单位简谐荷载向量, 仅在荷载作用自由度为非零值。

将水平向单位简谐荷载依次施加在该平面应变模型中心线的相互作用结点上 (见图 10-19), 求解式 (10-69) 可以得到中心线的结点和一致边界结点在每种荷载情况下的复位移幅值向量。

为了计算模型边界外相互作用结点的动力柔度矩阵分量, 对成层半空间可采用下列关系式:

$$\{U\} = \sum_{s=1}^{2n} \alpha_s \{V\}_s e^{-k_s x} \quad (10-70)$$

式中: α_s ——振型参与系数;

$\{V\}_s$ ——振型向量;

k_s ——波数;

x ——相互作用结点到中心线的距离。

根据 7-4-3 节所讨论的成层土特征值问题, 对具有 n 层的成层土体系, 存在 $2n$ 个特征值和特征 (振型) 向量, 特征值即为波数 k_s 。因此, 通过求解成层土特征值问题, 可以确定出波数 k_s 和振型向量 $\{V\}_s$ 。令 $x=0$, 利用式 (10-69) 在边界结点上的解, 由式 (10-70) 可以求得振型参与系数 α_s 。这样, 只要知道了施加水平向单位简谐荷载的中心线到边界外相互作用结点的距离 x , 所有相互作用结点的复位移幅值向量就可以由式 (10-70) 确定。

对所有频率点重复上述分析过程, 可得到水平向单位简谐荷载下被开挖去的土体 (子结构 II) 的整个复位移反应矩阵, 这个矩阵即是所需求的地基柔度矩阵。采用类似的方法, 也可以求得到竖向单位简谐荷载下的地基柔度矩阵, 这里不再介绍。

2. 地基阻抗矩阵分析

按上述方法求得了地基动力柔度矩阵 $[F]$ 后, 只要对地基动力柔度矩阵 $[F]$ 求

逆,即可确定地基阻抗矩阵 $[X]$:

$$[X] = [F]^{-1} \quad (10-71)$$

根据与动力柔度矩阵的这种关系求地基阻抗矩阵的方法,称为直接法。

矩阵求逆运算是非常耗时的,对于有 i 个相互作用结点的二维地基阻抗问题,需要对每个频率点进行 $2i \times 2i$ 矩阵的求逆运算,其工作量是可想而知。

由于子结构缩减法仅需要计算被开挖去土体的外边界 i 结点 [见图 10-17 (c)] 的动力柔度矩阵,其相互作用结点数较少,因此, SASSI 软件也采用直接法求解子结构缩减法的地基阻抗矩阵。但是,对于子结构柔性体积法,由于地基阻抗矩阵需要计算被开挖去土体的全部 i 和 w 结点 (见图 10-16),相互作用结点数数量很大,为此, SASSI 软件很巧妙地采用了下述的表面法 (skin method) 来求解地基阻抗矩阵。

表面法将相互作用结点分为三类:表面结点、中间结点和内部结点,分别以数字 1、2、3 表示,如图 10-20 所示。三类结点的定义如下:

表面结点 1: 位于土体与结构基础边界上的相互作用结点。

中间结点 2: 被开挖去的土体区域中与表面结点直接相连的相互作用结点。

内部结点 3: 被开挖去的土体区域中除表面结点和中间结点外的相互作用结点。

根据以上定义,则地基阻抗矩阵与地基柔度矩阵之间的关系可用分块矩阵表示如下:

$$[X] = \begin{bmatrix} X_{11} & X_{12} & X_{13} \\ X_{21} & X_{22} & X_{23} \\ X_{31} & X_{32} & X_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_{11} & F_{12} & F_{13} \\ F_{21} & F_{22} & F_{23} \\ F_{31} & F_{32} & F_{33} \end{bmatrix}^{-1} \quad (10-72)$$

根据图 10-20 所示的被开挖去的土体 (基础) 与周围土体的分离体关系可知,被开挖去的土体的地基阻抗矩阵与式 (10-54) 中的 $[C_{ff}]$ 矩阵是一致的,具有如下形式:

$$[C_{ff}] = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & 0 \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} \\ 0 & C_{32} & C_{33} \end{bmatrix} \quad (10-73)$$

式中: $[C] = [K] - \omega^2 [M]$, 由被开挖去的土体区域的质量矩阵 $[M]$ 和刚度矩阵 $[K]$ 形成。

根据刚度矩阵的定义,矩阵 $[X]$ 和 $[C]$ 中的元素是在指定自由度给定单位位移而其他所有自由度固定时在全部自由度所产生的力。因此,下述关系成立:

$$X_{12} = C_{12} \quad (10-74a)$$

$$X_{22} = C_{22} \quad (10-74b)$$

$$X_{32} = C_{32} \quad (10-74c)$$

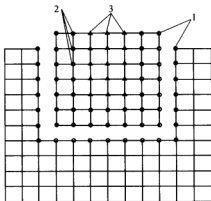


图 10-20 地基阻抗分析表面法的基础分离体示意图

$$X_{13} = X_{31} = [0] \quad (10-74d)$$

$$X_{23} = C_{23} \quad (10-74e)$$

$$X_{33} = C_{33} \quad (10-74f)$$

由于地基阻抗矩阵和动力柔度矩阵的乘积为单位矩阵, 并将矩阵 $[X]$ 中的分块矩阵代入, 则有

$$\begin{bmatrix} F_{11} & F_{12} & F_{13} \\ F_{21} & F_{22} & F_{23} \\ F_{31} & F_{32} & F_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_{11} & C_{12} & 0 \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} \\ 0 & C_{32} & C_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} I & 0 & 0 \\ 0 & I & 0 \\ 0 & 0 & I \end{bmatrix} \quad (10-75)$$

这里, $[I]$ 为单位分块矩阵。从式 (10-75) 第一行可以得到

$$X_{11} = F_{11}^{-1} (I - F_{12} C_{12}^T) \quad (10-76)$$

因此, 地基阻抗矩阵 $[X]$ 可以表示为

$$[X] = \begin{bmatrix} F_{11}^{-1} (I - F_{12} C_{12}^T) & C_{12} & 0 \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} \\ 0 & C_{32} & C_{33} \end{bmatrix} \quad (10-77)$$

由式 (10-77) 可见, 在求解地基阻抗矩阵时, 只需要计算地基动力柔度矩阵中的 $[F_{11}]$ 和 $[F_{12}]$ 部分, 且仅需要对 $[F_{11}]$ 求逆, 因此, 当表面结点数与整个被开挖去的土体区域的总结点数相比要小时, 例如, 具有大量相互作用结点的深基础, 采用表面法求解地基阻抗矩阵的计算量显著降低, 计算效率大大提高。

10-5-4 桩-土组合单元

Chih-Cheng (1998)^[34] 提出了富有创意的桩-土组合单元来模拟桩-土体系。该方法中, 一个桩-土组合段由一根单桩和若干个桩-土组合单元构成, 如图 10-21 所示。采用标准的梁单元模拟单桩的刚度和质量; 桩-土组合单元由桩体和土体组成, 每个单元有 6 个整体坐标结点和 4 个辅助结点。桩体部分代表桩的体积, 没有质量和刚度, 桩体的上、下平面在桩的变形过程中保持水平面, 且与桩的纵轴线正交, 即假设桩为竖桩; 土体采用实体单元模拟, 有 4 个整体坐标结点和 4 个辅助结点。桩体与土体的接触面由桩的半径确定; 土体单元的每个结点有三个平动自由度, 桩轴线上的每个整体坐标结点有三个平动自由度和三个转动自由度, 如图 10-22 所示。

10-6 桩-土接触面

桩-土-结构体系受到地震动作用时, 桩-土间力的传递是通过桩-土接触面实现的。由于桩体的材料性能与周围土体性质相差较大, 桩体、土体的变形不一致, 这将导致桩-土接触面上形成较大的接触应力 (法向应力、切向应力) 和相对位移, 从而导致桩-土接触面产生错动、滑移或开裂等现象, 如图 10-23 所示。此外, 桩-土接触面上的变形形态还将影响到接触面附近土体和桩体材料的应力、变形状态。这就是所谓的桩-土接触面问题。目前, 在桩-土-结构动力相互作用研究中, 对接触面的考虑可分为两种途径: 一是假设桩-土间不出现滑移和分离等相对位移现象, 变形过程中桩、土接触点的

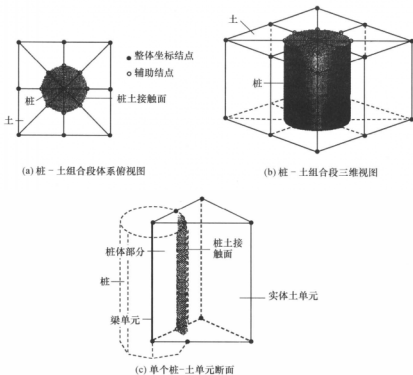


图 10-21 梁单元和 8 个桩-土组合单元组成的桩-土组合段

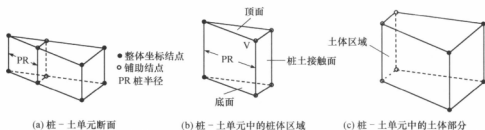


图 10-22 三维桩-土组合单元

位移始终满足协调条件。这类处理方法常见于早期的桩-土动力相互作用分析，例如，在 Penzien 模型中假设参振土体与桩体具有相同的运动，忽略了桩-土接触问题；二是采用适当的方法模拟体系动态反应过程中的桩-土界面性状，例如，一些非线性动力文克尔梁模型中所采用的界面单元和滑移单元、有限元分析中常用的数值界面等。鉴于桩-土动力相互作用问题的复杂性，当桩-土接触面问题非主要矛盾时，忽略桩-土接触面问题在一定程度上可以被接受，往往能够降低分析问题的难度，且可以对主要问题进行更为细致的考虑。然而，对于大多数情况下，桩-土接触面性状对于土体、桩基和上部结构的地震反应，尤其是强震时的地震反应具有重要的影响。此时，桩-土接触面问

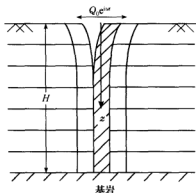


图 10-23 桩-土接触分离示意图

对剪切位移为双曲线关系。陈国兴和谢君斐等 (1994)^[42] 总结和阐述了国内外土与结构材料界面性状研究进展情况。殷宗泽和朱泓等 (1994)^[43] 通过埋设在土中的“微型潜望镜”装置, 观测了直剪试验中土与混凝土相对剪切位移沿接触面的分布, 并将接触面的变形分为土体的基本变形和接触面破坏变形两部分。土体的基本变形与其他单元相同, 而破坏变形只有接触面上的剪应力超过抗剪强度而发生滑动破坏, 或当法向应力为拉应力而发生拉裂破坏时才发生。张嘎和张建民 (2005, 2006)^[44-46] 研制了 TH-20t 大型土-结构接触面循环加载剪切仪, 开展了粗粒土与结构接触面的受力变形机理研究, 提出了一种描述粗粒土与结构接触面力学特性的弹塑性损伤本构模型, 并用于桩-土动力相互作用分析。

目前, 在桩-土-结构动力相互作用分析中考虑桩-土接触面上的滑移、脱开及闭合等现象时, 桩-土接触面问题的处理方法通常有两种: 一是通过在两种接触的介质之间建立接触面单元, 通过接触面单元的特殊本构关系来描述接触面的力学特性, 如 Goodman 无厚度单元、Desai 薄层单元; 二是直接定义不同介质之间接触面对 (master-slaver surface) 的力学传递特性, 建立接触面力传递的力学模型和接触方程, 通过接触算法求解接触方程。该方法可以模拟接触表面发生大位移滑动和接触面分离与闭合不断转化的动力接触问题^[28,48]。

10-6-1 Goodman 无厚度单元

1. 单元刚度矩阵

Goodman 无厚度单元为无质量单元, 与相邻单元只在结点处有力的联系。对于二维问题, 每一结点有两个自由度, 在局部坐标下为切向位移 u 和法向位移 v 。在整体坐标下为水平位移 U 和竖向位移 V , 如图 10-24 所示。

设接触面单元应力为

题不应被忽略^[36-38]。

近 40 年来, 研究者开展了大量的试验和理论研究, 提出了不少用于描述土-结构接触关系的数值模型。Goodman 和 Taylor (1968) 等^[39] 提出了一种无厚度单元, 开创了直接采用接触面单元模拟接触面力学特性的先河。Goodman 单元概念清晰, 适用方便, 至今仍被国内外学者广泛应用于线性和非线性动力相互作用问题的研究。Desai 和 Zammzn 等 (1984)^[40] 对实体接触单元进行了较深入的研究, 提出了薄层单元的概念。Clough 和 Duncan 等 (1971)^[41] 用直剪试验研究了土和混凝土接触面的力学特性, 认为接触面剪应力和相

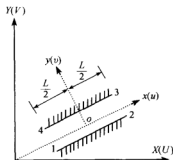


图 10-24 Goodman 无厚度单元

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \tau_s \\ \sigma_n \end{Bmatrix} \quad (10-78)$$

式中: τ_c ——接触面单元的剪应力;

 σ_n ——接触面单元的法向应力。

设顶面和底面之间产生的相对位移为

$$\{w\} = \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{Bmatrix} \quad (10-79)$$

式中: Δu ——接触面的切向相对位移;

 Δv ——接触面的法向相对位移。

在线弹性假定下, 应力 $\{\sigma\}$ 与相对位移 $\{w\}$ 之间的关系式为

$$\{\sigma\} = [k_0]\{w\} \quad (10-80)$$

$$[k_o] = \begin{Bmatrix} k_r & 0 \\ 0 & k_n \end{Bmatrix} \quad (10-81)$$

式中: k_x ——接触面的切向刚度系数;

 k_n ——接触面的法向刚度系数。

接触面单元的刚度矩阵可写为

$$[k]^e = \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} t[N]^T[k_0][N]dx \quad (10-82)$$

式中: t ——接觸面的第三維尺寸 (厚度);

$[N]$ ——接触面单元形函数。

经积分运算,可求得式(10-82)的显式表达式为

$$[k]^* = \frac{tL}{6} \begin{bmatrix} 2k_r & & & & & & & \\ 0 & 2k_n & & & & & & \\ k_r & 0 & 2k_r & & & & & \\ 0 & k_n & 0 & 2k_n & & & & \\ -k_r & 0 & -2k_r & 0 & 2k_r & & & \\ 0 & -k_n & 0 & -2k_n & 0 & 2k_n & & \\ -2k_r & 0 & -k_r & 0 & k_r & 0 & 2k_r & \\ 0 & -2k_n & 0 & -k_n & 0 & k_n & 0 & 2k_n \end{bmatrix} \quad \text{称} \quad (10-83)$$

对三维问题, 应力与相对位移的关系可表示为

$$\begin{Bmatrix} \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \\ \sigma_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{xy} & 0 & 0 \\ 0 & k_{xz} & 0 \\ 0 & 0 & k_{zz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_{xy} \\ \Delta u_{xz} \\ \Delta v \end{Bmatrix} \quad (10-84)$$

式中: τ_{xy} 、 τ_{xz} ——接触面单元 $x-y$ 平面、 $x-z$ 平面的剪应力;

k_{xy} 、 k_{yx} ——接触单元面 $x-y$ 平面、 $x-x$ 平面的切向刚度系数；

 Δu_{xy} 、 Δu_{xz} ——接触单元面 $x-y$ 平面、 $x-z$ 平面的切向相对位移。

Goodman 无厚度单元能较好地反映接触面上切向应力和切向变形的发展, 切向刚度系数的参数易由直剪试验确定, 在一定程度上能反映接触面上的剪切特性。但是, 由于单元无厚度, 受压时会使两侧土与结构单元相互嵌入。解决这个问题往往需要将法向刚度系数取得很大, 由于法向刚度系数的取值具有较大的随意性, 容易产生较大的误差, 这是 Goodman 无厚度单元的主要缺陷所在。

2. 接触面本构关系

Goodman 无厚度单元中的切向刚度系数 k_t 和法向刚度系数 k_n 为其两个重要参数。法向刚度系数被用于控制接触单元的受压和拉张特性。因此, 对受压情况, 为防止单元相互嵌入, 可将 k_n 取得很大; 对受拉情况, k_n 取较小值。切向刚度系数 k_t 应能反映非线性接触特性, 可采用 Clough 和 Duncan (1971)^[41] 提出的双曲线模型确定接触面上剪应力与相对错位移间的关系。

设接触面上动剪应力 τ_d 和相对位移 u_d 的骨架曲线符合双曲线关系:

$$\tau_d = \frac{u_d}{a + b u_d} \quad (10-85)$$

则切向刚度系数可表示为

$$k_{t,d} = \frac{1}{a + b u_d} \quad (10-86)$$

由此可见, 当 $u_d \rightarrow 0$, $k_{t,d} \rightarrow \frac{1}{a}$, 记 $k_{t,d,\max} = \frac{1}{a}$, 称 $k_{t,d,\max}$ 为初始动力剪切刚度系数; 当 $u_d \rightarrow \infty$, 即 $\tau_d \rightarrow \frac{1}{b}$, 记 $\tau_{d,\max} = \frac{1}{b}$, 为双曲线渐近值。令

$$u_r = \frac{\tau_{d,\max}}{k_{t,d,\max}} \quad (10-87)$$

称 u_r 为参考相对位移, 则式 (10-86) 可改写为

$$k_{t,d} = \frac{k_{t,d,\max}}{1 + \frac{u_d}{u_r}} \quad (10-88)$$

3. 接触界面的阻尼特性

应指出, 对于桩-土动力接触问题, 当桩-土间发生动态滑移、错动、分离及闭合现象时, 波动能量在桩-土动力相互作用过程中也将产生损耗。桩-土接触单元不仅应能反映力的传递特性, 也应能体现能量的损耗。为此, 在桩-土接触单元中, 还应考虑施加一个阻尼项。

采用与土体等效线性动黏弹性模型相类似的等效黏性阻尼比表示接触面的阻尼特性, 则接触面介质的等效黏性阻尼比可表示为

$$\lambda = \lambda_{\max} \left(1 - \frac{k_{t,d}}{k_{t,d,\max}} \right)^{\beta} \quad (10-89)$$

式中: λ_{\max} ——接触面的最大阻尼比;

β ——接触面的试验参数。

王满生和周锡元等 (2005)^[47]采用下式表示桩-土接触单元的阻尼矩阵:

$$[C]_{\text{contact}} = \frac{\lambda_{\text{soil}}}{\omega_{\text{soil}}} [K]_{\text{contact}} \quad (10-90)$$

式中: $[C]_{\text{contact}}$ ——接触单元的阻尼矩阵;

$[K]_{\text{contact}}$ ——接触单元的刚度矩阵;

λ_{soil} 、 ω_{soil} ——桩周土的阻尼比和地基土的一阶圆频率。

10-6-2 主从接触面模型^[28,48]

在模拟桩-土动态接触的过程中, 桩-土可能发生相互接触的两个表面分别称为主接触面和从接触面, 主从接触面组成接触表面对, 其中, 主接触面上的结点称为主结点, 从接触面上的结点称为从结点。选择主接触面和从接触面应遵守以下原则: ① 从接触面应是网格划分更精细的表面; ② 若网格密度相近, 从接触面应为较柔软的表面。基于这样的原则, 在桩-土动力相互作用分析中, 桩-土界面的土表面应作为从接触面, 桩表面应作为主接触面, 如图 10-25 所示。从结点不能侵入主接触面, 而主结点可以侵入从接触面。

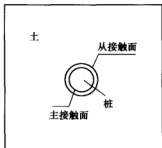


图 10-25 桩-土接触面示意图

1. 接触面的力学接触特性

当桩-土接触面相互接触时, 法向接触力通过在主从表面之间建立的接触约束相互传递, 主从接触面上建立起来的离散单元主结点对之间满足位移协调条件和胡克定律; 当主从接触面发生分离时, 主从接触面之间的接触约束被取消, 介质边界将转化为普通边界, 接触面上法向接触力与接触面距离的关系如图 10-26 所示。

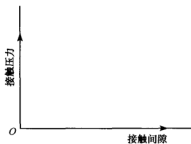


图 10-26 接触应力与接触间隙的关系

由于桩-土接触面为非光滑表面, 主从接触面间传递法向力的同时也传递切向力, 当切向力超过一个临界值 τ_{crit} 时, 主从接触面之间产生相对滑动。粗糙接触面的摩擦理论通常采用库伦 (Coulumb) 摩擦定律, 如式 (10-91) 所示:

$$\tau_{\text{crit}} = \mu p \quad (10-91)$$

式中: μ ——摩擦系数;

p ——法向接触应力。

接触面的摩擦有静、动摩擦两种状态, 由静摩擦状态转化为动摩擦状态时, 摩擦系数 μ 也将发生改变, 一般动摩擦系数小于静摩擦系数, 它们之间的关系可表示为

$$\mu = \mu_d + (\mu_s - \mu_d) e^{-d_c \gamma_{eq}} \quad (10-92)$$

式中: γ_{eq} ——接触表面的切向等效剪应变;

d_c ——拟合系数。

μ_d ——动摩擦系数；

μ_s ——静摩擦系数。

当主从接触面之间的剪应力小于临界摩擦力时，接触面间没有相对位移，处于黏滞状态；当主从表面间的剪应力大于临界摩擦力 τ_{crit} 时，主从表面间发生相对滑动，切向剪应力与滑移距离的关系如图 10-27 所示。

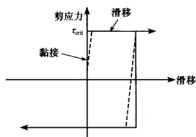


图 10-27 接触面切向摩擦行为

接触面从黏滞状态转化为滑动状态时产生的力学不连续性经常导致有限元算法的不收敛，因此，ABAQUS 软件引入了“弹性滑移”的概念。“弹性滑移”是指接触面处于黏滞状态时所假设的接触面已经发生非常微小的相对滑移，这种切向剪应力与“弹性滑移”之间的关系如图 10-27 中虚线所示。

2. 动力接触问题的数值算法

动力接触问题是一个非常复杂的不连续力学问题，在非线性问题的求解过程中，在每个增量分析中都必须判断接触面的接触状态，这是一个循环迭代的过程，具体迭代过程如图 10-28 所示。图中， p 代表从接触面结点的接触应力， h 代表从接触面被侵入的距离。

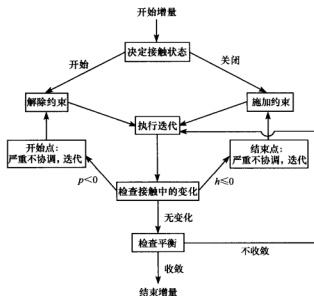


图 10-28 接触分析逻辑流程图

动力接触迭代分析中,根据每一时步从结点与主接触面的关系,采用不同的处理方法。当从结点没有穿透主接触面,则对该结点不作任何处理。如果穿透(单元相互嵌入),则在该从结点与被穿透主接触面之间引入一个较大的界面接触力 f_s ,其大小与穿透深度、主接触面刚度成正比,按式(10-93)计算,该接触力称为罚函数值。

$$f_s = k_i \Delta_i \quad (10-93)$$

式中: k_i ——接触刚度因子;

Δ_i ——穿透深度(接触间隙)。

它的物理意义相当于在从结点与被穿透主接触面之间放置一个法向弹簧,以限制从结点对主接触面的穿透,故而又称为罚摩擦模型。

ABAQUS 软件在每次迭代开始之前判断从结点与主接触面是处于接触还是分离状态?如果从结点与主接触面处于接触状态,ABAQUS 软件会自动判断接触面的状态(黏滞还是滑动)。根据判断的结果,ABAQUS 软件为每个主从接触面的结点加上接触约束,将每个由接触到分离的结点去掉接触约束。验算中如发现任何从结点的接触应力变为零或负值,ABAQUS 软件就将该结点的约束由接触改为分离;如发现任何从结点与主接触面的接触间隙变为零或负值,ABAQUS 软件就将该结点的约束由分离改为接触。在检测到了主从接触面结点的接触状态有变化后,该迭代循环立即中止,在修改了接触约束后再进入下一个迭代循环。ABAQUS 软件不断重复这一过程,直到每个结点的接触状态都没有变化为止。

动力接触问题的数值算法主要有 Lagrange 乘子法^[49,50]和 Penalty 法^[51,52]。这里介绍 Lagrange 乘子法。Lagrange 乘子法是用来求解带约束的函数或泛函极值问题的方法,其思想是通过引入 Lagrange 乘子将约束极值问题转化为无约束极值问题。在动力接触问题中将接触条件视为能量泛函的约束条件,则动力接触问题就可看作是带约束的泛函极值问题。引入 Lagrange 乘子对 Hamilton 原理中的能量泛函进行修正得:

$$\Pi(U, \Lambda) = \sum \pi_i(U) + \int_t^{t+\Delta t} \int_{S_c} \Lambda^T (BU - \gamma) dS dt \quad (10-94)$$

式中: Π ——代表能量泛函;

π_i ——第 i 个物体的总势能;

U ——位移矩阵;

B ——接触约束矩阵;

S_c ——接触面边界;

S ——接触面的面积;

Λ ——Lagrange 乘子向量,其元素个数等于接触条件包含的方程个数;

γ ——主、从接触面之间沿接触面上的法向力和切向力。

对于不同的接触状态,由于接触条件有所不同,因此,式(10-94)中最后一项的表达因接触状态而异。在用有限元法求解这个问题时,对泛函式(10-94)取变分,并令其为零,即

$$\delta \Pi(U, \Lambda) = \sum \delta \pi_i(U) + \int_t^{t+\Delta t} \delta \int_{S_c} \Lambda^T (BU - \gamma) dS dt = 0 \quad (10-95)$$

最终可得动力接触问题的动力控制方程为

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{U}} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{U}} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K} & \mathbf{B}^T \\ \mathbf{B} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U} \\ \mathbf{A} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{F} \\ \boldsymbol{\gamma} \end{Bmatrix} \quad (10-96)$$

式中: $\{\mathbf{F}\}$ ——已知的外荷载向量;

$[\mathbf{M}]$ ——整体质量矩阵;

$[\mathbf{C}]$ ——整体阻尼矩阵;

$[\mathbf{K}]$ ——整体刚度矩阵。

10-7 桩-土-结构动力相互作用对结构基底输入地震动的影响

传统的桩基结构抗震设计方法是自由场反应分析给出的地面地震动参数作为上部结构设计地震动参数, 此时上部结构的设计地震动参数仅仅考虑了无基础和结构存在时的场地地震效应, 没有考虑设置桩基对场地地震效应所产生的影响, 更没有考虑 PSSI 效应对结构基底输入地震动的影响。设置桩基前后, 场地土层剪切波速显然存在差别, 这种差别是否改变对场地类别的判定? 桩基的存在对场地地震效应的影响究竟有多大? 这些问题的答案直接影响到抗震设计中水平地震影响系数 α_{\max} 和场地特征周期 T_g 的取值, 并决定所设计结构的安全性和经济性。另一方面, 地震时 PSSI 体系是作为一个相互联系的整体而存在, 显然, 此时的结构基底地震动与无结构和基础时的地面地震动有所区别。若设计时对此不加以考虑, 结构的安全性和经济性又将如何?

事实上, 以上问题的答案与同一个问题有关, 即评价桩-土或桩-土-结构动力相互作用对结构基底输入地震动的影响。为此, 作者采用所提出的整体分析混合有限元法对这一问题进行了初步探讨^[2,3]。

10-7-1 桩基设置对场地地震效应的影响^[2]

1. 计算模型

将场地土-桩体系视为平面问题。在与平面垂直的第三维方向上, 取计算宽度 B 等于桩基承台在该方向的宽度。将场地土体离散成第三维尺度为 B 的平面有限元集合体, 将桩离散成梁单元集合体。在单元划分时, 梁单元的轴线与相邻土单元的边界重合, 梁单元的结点与相邻土单元的结点重合。若在第三维计算宽度 B 内有 m 根桩, 则将这 m 根桩等效成一根桩, 其刚度系数为原 m 根桩的刚度系数之和。在桩顶设置一个刚块代替桩帽或基础板的作用, 如图 10-29 所示。这样, 场地土-桩体系是由四边形等参单元或三角形单元的土单元、梁单元和刚块单元组合而成的。

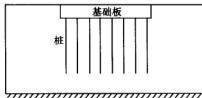


图 10-29 桩-土体系计算简图

土的动力本构模型采用等效线性黏弹性模型, 土的动剪切模量比及阻尼比随剪应变幅值的变化关系取自文献^[27]中黏土的平均曲线值。

场地土-桩体系的地震反应采用频域复反应分析法。

2. 场地土-桩体系地震反应影响因素的组合

设置桩基能否改变场地地震效应受许多因素影响。这里,考虑了如下一些因素的影响:

(1) 输入地震动特性。输入地震动加速度时程采用了两条人工波和一条天然波。人工波是采用幅值和相位调整技术,拟合《建筑抗震设计规范》GBJ11—89中Ⅰ类场地近震设计反应谱得到的。天然波是1971年圣费南多地震时在Lake Hughes 4号台记录到的自由基岩上的加速度时程。这三条加速度时程的主要特征如表10-1所示。

表10-1 输入地震加速度时程特征

编 号	输入波	峰值/(cm/s ²)	卓越周期或特征周期/s
E ₀₁	天然波	168.1	0.14
E ₀₂	人工波1	122.6	0.20
E ₀₃	人工波2	245.3	0.20

(2) 土层的软硬特性。土层的软硬以剪切波速的大小来描述。经验表明,剪切波速 v_s 随深度 H 的变化可用 $v_s = aH^b$ 表示。当 b 值一定时, a 越大,土的剪切波速越大,土就越硬; b 值越大,土的剪切波速随深度增加就越快;当 b 等于零时,土层即为均质土。为考虑土层软硬这个因素的影响,选取了13种有代表性的 a 和 b 值的组合,如表10-2所示,其中包括均质土层及地表很软、随深度逐渐变硬的常见情况。

表10-2 场地土层剪切波速组合表

组合编号	S ₀₁	S ₀₂	S ₀₃	S ₀₄	S ₀₅	S ₀₆	S ₀₇	S ₀₈	S ₀₉	S ₁₀	S ₁₁	S ₁₂	S ₁₃
a	200	250	135	115	100	86	84.94	77.38	41.7	83.4	57.9	58.77	45.9
b	0.0	0.0	0.15	0.20	0.25	0.30	0.356	0.386	0.53	0.245	0.371	0.397	0.454
场地土类型	中软场地土								软弱场地土				

(3) 土层的厚度。土的软硬与土层的厚度是影响自由场土地地震效应的主要因素之一。因此,和土层的软硬一样,土层厚度也是影响场地土层与桩相互作用的主要因素之一。为考虑这个因素的影响,这里设定了六种厚度,即15 m、25 m、40 m、50 m、60 m和85 m。

(4) 桩的几何尺寸、材性及布置。

设定三种桩长,分别为15 m、25 m、40 m;采用两种方桩截面,分别为40 cm×40 cm和60 cm×60 cm;桩的间距均取为3倍截面边长;设定4种承台板长度:长13.2 m,相应桩的根数每排为11根;长18 m和19.6 m,相应桩的根数每排15根;长24 m,相应桩的根数每排为19根。承台板厚度设定为60 cm;所有桩设定为C40混凝土桩。

这样,土层厚度与桩的几何尺寸和布置方式相组合,构成了九种分析剖面,如表10-3所示。最后,将场地土软硬、分析剖面和输入地震动的特性相组合构成了94种计算工况。

表 10-3 场地分析剖面表

组合编号	G ₀₁	G ₀₂	G ₀₃	G ₀₄	G ₀₅	G ₀₆	G ₀₇	G ₀₈	G ₀₉
土层厚度/m	40	40	40	15	25	50	60	85	40
桩长/m	40	40	40	15	25	40	40	40	40
桩截面/cm ²	40×40	40×40	40×40	40×40	40×40	40×40	40×40	40×40	40×40
每排桩根数	19	15	11	19	19	19	19	19	11

3. 数值计算结果与分析

为查明设置桩基对场地地面运动特征的影响,将自由场地面与桩承台中心点的地震动峰值加速度及谱特性进行了比较。计算结果表明,约 70% 的计算情况,其桩承台中心的峰值加速度减小,减少的幅度大多数在 20% 以内,个别可达 30%;约 30% 的计算情况,其桩承台中心点的峰值加速度增大,增大的幅度大多数在 20% 以内,如图 10-30 所示。

图 10-31~图 10-33 分别给出了Ⅱ类、Ⅲ类和Ⅳ类场地 5% 阻尼比的自由场地表和桩承台中心地震动加速度反应谱的平均曲线。从图 10-31 可见,在Ⅱ类场地情况下,两

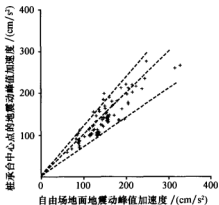


图 10-30 自由场地面与承台中心点的地震动峰值加速度比较

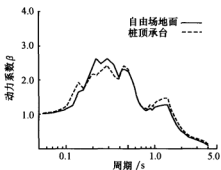


图 10-31 Ⅱ类场地加速度反应谱 β 谱的平均曲线

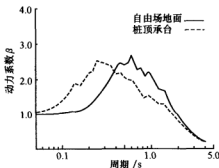


图 10-32 Ⅲ类场地加速度反应谱 β 谱的平均曲线

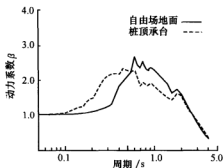


图 10-33 Ⅳ类场地加速度反应谱 β 谱的平均曲线

条曲线几乎完全相同,设置桩基对地面地震动特性没有明显的影响。图 10-32 的结果表明,在Ⅲ类场地情况下,与自由场地面的相比,桩承台中心点地震动加速度反应谱的卓越周期减小 0.35 s,短周期段 (0.3 s 以前) 相应的谱值显著增大,中长周期段 (0.45~1.5 s) 相应的谱值有一定的减小,而对更长周期两者又趋于一致。图 10-33 的结果表明,在Ⅳ类场地情况下,设置桩基的影响与Ⅲ类场地情况相类似,但影响程度似乎轻些;和自由场地的相比,卓越周期减小 0.15 s,短周期段 (0.4 s 以前) 相应的谱值有明显的增加,中长周期段 (0.6~1.5 s) 相应的谱值有一定的减小,而周期 1.5 s 以后两者的大小又一致了。

从上述分析结果可得出如下结论:

(1) 就一般的工程而言,可以不考虑桩长、桩距、桩截面大小和桩的根数等因素对桩承台中心点地震动特性的影响。

(2) 在Ⅱ类场地条件下设置桩基对场地地面地震动特征的影响几乎可以忽略。

(3) 在Ⅲ类、Ⅳ类场地情况下,桩承台中心点的地震动特性和自由场地表地震动相比有显著的差异。但是,《建筑抗震设计规范》GBJ11—89 中的场地设计反应谱将相应情况下桩承台中心点地震动加速度反应谱包络住。因此,一般情况下,采用该规范规定的场地设计反应谱对设置桩基的建筑物进行抗震分析是偏于安全的。

(4) 在Ⅲ类、Ⅳ类场地情况下,设置桩基时分别将其改变成Ⅱ类和Ⅲ类场地也是可能的。这里,着重研究了Ⅲ类场地情况,其结论应是有一定依据的。

桩-土体系地震反应非常复杂,特定条件下得到的上述结论是否具有普遍意义,尚有待进一步的研究。

10-7-2 桩-土-结构动力相互作用对高层建筑结构输入地震动的影响

1. 桩-土-上部结构体系的简化

选用南京典型软土地地上的高层建筑为研究对象。该高层建筑结构为框架-剪力墙体系。上部结构被简化为串联多质点系模型;桩用梁单元模拟;地基土用四结点等参单元模拟;箱形基础采用刚性块单元模拟;土体两侧的人工边界采用 7-4 节的透射边界。桩单元结点有 3 个自由度,土单元结点有 2 个自由度,桩、土单元的位移仅在结点处是协调的。桩-土-上部结构体系的简化模型如图 10-34 所示。根据 10-4 节整体分析混合有限元法关于 PSSI 体系的简化原则,对于确定高层建筑基底地震动而言,这样的模型是适宜的。

2. 计算参数的确定

上部结构共计 15 层,高 54.3 m,平面尺寸 68.4 m×18 m;采用桩-箱基础,箱基底板厚 1.2 m,地下室埋深

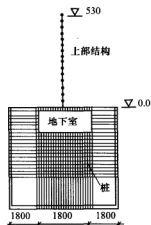


图 10-34 桩-土-上部结构体系的简化模型 (单位: cm)

6.2 m; 桩基为 400 mm×400 mm 预制桩; 混凝土墙、梁和柱均采用 C30 混凝土; 1~12 层层高为 3.6 m, 13 层为 4.7 m, 14~15 层为 3.2 m。计算得到简化结构模型的前三阶振型周期分别为 1.57 s、0.40 s 和 0.20 s; 用软件 TBSA 对原结构进行三维分析, 求得前三阶自振周期为 1.54 s、0.47 s 和 0.25 s。可见, 简化结构能较好地反映原结构的振动特性。这里假定上部结构和桩在地震动作用下始终处于弹性状态, 表 10-4 为简化结构计算参数。

表 10-4 简化结构计算参数

楼层号	质量/($\times 10^3$ kg)	惯性矩/ m^4
1~5	1600	1030
6~10	1600	940
11	1400	870
12	1170	450
13	820	400
14	371	340
15	104	60

假定地基为深厚软土, 剪切波速随土层深度 H 的变化如表 10-5 所示。地基土的动力非线性特性用等效线性动黏弹性模型描述, 土体动剪切模量 G 、阻尼比 λ 与动剪应变幅值 γ_0 的关系如图 10-35 所示。

表 10-5 计算土层及参数分布

土层深度/m	土 类	剪切波速 $v_s/(\text{m/s})$
0~6.2	黏性土	120
6.2~15.2	砂性土	140
15.2~21.2	砂性土	160
21.2~30.2	砂性土	180
>30.2	砂性土	$147.4+1.5H$

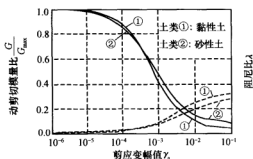


图 10-35 场地土的动剪切模量比和阻尼比与剪应变幅值的关系

桩长考虑 15 m 和 9 m 两种情况, 15 m 桩的截面为 400 mm×400 mm, 9 m 桩的截面按照与 15 m 桩的体积相等原则进行换算, 对比短而粗、细而长的桩基抗震特性。

3. 输入地震动特性

考虑到选择的场地存在近震、直下型地震和远震影响的可能性, 选择四种有代表性

的地震动作为输入地震动, 分别是唐山地震迁安波(基岩波, 见图 10-36)、美国 El-Centro 波(深厚土层地面波, 见图 10-37)、人工远震波 2 条(具有相同的加速度反应谱, 见图 10-38)和城市直下型人工地震波 2 条(也具有相同加速度反应谱, 见图 10-39); 输入地震动的峰值加速度调整为三种情况: $0.035g$ 、 $0.09g$ 和 $0.125g$, 大致相应于南京河西地区 50 年超越概率 63% (小震)、10% (中震) 和 3% (大震) 的基岩地震动峰值加速度^[54]。

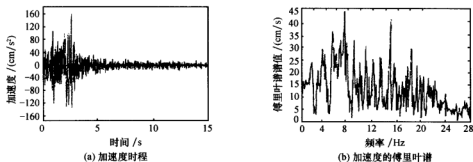


图 10-36 迁安地震波时程及傅里叶谱

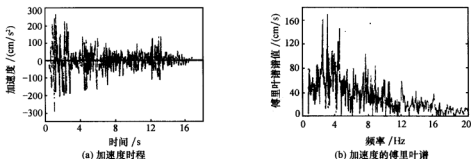


图 10-37 El-Centro 地震波时程及傅里叶谱

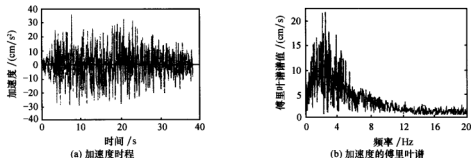


图 10-38 远震人工地震波 No. 1 时程及傅里叶谱

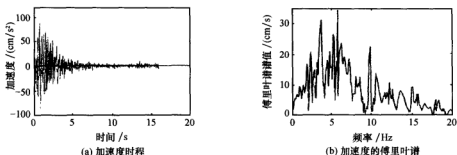


图 10-39 城市直下型人工地震波 No. 1 时程及傅里叶谱

4. 计算结果与讨论

表 10-6 和表 10-7 给出了相应的自由场地表和基础表面的地震动峰值加速度及其反应谱。从中可见,对于迁安波这样高频成分丰富的地震动,小震和中震地震动作用时 PSSI 效应使得基础表面的峰值加速度略大于自由场地表的峰值加速度;大震地震动作用时 PSSI 效应使基础表面的峰值加速度小于自由场地表的峰值加速度,约小 11%~

表 10-6 自由场地表与基础表面的地震动峰值加速度比较

基岩输入地震动	基岩输入地震动峰值加速度/ g							
	0.035			0.09			0.125	
	自由场地表	基础表面		自由场地表	基础表面		自由场地表	基础表面
		桩长 9 m	桩长 15 m		桩长 9 m	桩长 15 m		
迁安地震波	0.077	0.082	0.080	0.138	0.144	0.143	0.163	0.145
城市直下型 No. 1	0.075	0.072	0.068	0.144	0.188	0.164	0.170	0.189
人工地震波 No. 2	0.075	0.070	0.067	0.158	0.151	0.142	0.225	0.171
远震, No. 1	0.111	0.165	0.164	0.197	0.270	0.287	0.216	0.309
人工地震波 No. 2	0.112	0.169	0.161	0.174	0.263	0.287	0.201	0.295
El-Centro 地震波	0.083	0.084	0.079	—	—	—	0.200	0.260

表 10-7 自由场地表与基础表面的地震动加速度反应谱最大值比较

基岩输入地震动	基岩输入地震动峰值加速度/ g							
	0.035			0.09			0.125	
	自由场地表	基础表面		自由场地表	基础表面		自由场地表	基础表面
		桩长 9 m	桩长 15 m		桩长 9 m	桩长 15 m		
迁安地震波	0.285	0.265	0.260	0.423	0.339	0.330	0.485	0.370
城市直下型 No. 1	0.231	0.246	0.204	0.539	0.572	0.525	0.633	0.668
人工地震波 No. 2	0.284	0.197	0.206	0.517	0.508	0.530	0.577	0.759
远震, No. 1	0.368	0.937	0.840	0.610	1.170	1.340	0.737	1.296
人工地震波 No. 2	0.363	0.941	0.852	0.635	1.265	1.340	0.775	1.256
El-Centro 地震波	0.271	0.302	0.287	—	—	—	0.638	1.466

13%；但在三种地震动水平下基础表面的加速度反应谱最大值均比自由场地表的小。在低频成分丰富的远震地震动作用下，在三种地震动水平下，PSSI效应均使得基础表面的峰值加速度远大于自由场地表的峰值加速度，其幅度达37%~65%；基础表面的加速度反应谱最大值要比自由场地表的大60%~160%，其幅度随地震动水平增大而减小。虽然两条远震人工波具有相同的加速度反应谱、相同的峰值加速度，但土层与结构的地震反应也有一定的差异。两条城市直下型地震动人工波作用下的PSSI效应有一定差异，对人工波No. 2，在三种地震动水平下PSSI效应均使基础表面的峰值加速度小于自由场地表的峰值加速度，小震和中震地震动作用时减小幅度为4.4%~10.8%；大震地震动作用时减小幅度达23%；而对人工波No. 1，中震地震动作用时PSSI效应使基础表面的峰值加速度大于自由场地表的峰值加速度，增幅达14%~30%；小震地震动作用时PSSI效应使基础表面的加速度峰值略小于自由场地表的峰值加速度；但大震地震动作用时PSSI效应与桩长有关，基础表面的峰值加速度在9 m桩长时要比自由场地表的大10%，而15 m桩长时两者相同；而对加速度反应谱的最大值，PSSI效应比较复杂，影响趋势看不出有什么规律。对于深厚土层表面记录到的、低频成分较丰富的El-Centro地震波，小震地震动作用时PSSI效应不明显，基础表面与自由场地表的峰值加速度及其加速度反应谱最大值大致相同；但大震地震动作用时PSSI效应显著，基础表面的峰值加速度要比自由场地表的大27%~31%，而基础表面的加速度反应谱最大值要比自由场地表的大77%~130%。总的来讲，就地震动峰值加速度及其加速度反应谱最大值而言，在各种不同地震动作用下，桩长的影响不明显。

图10-40是桩长9 m、小震迁安波作用下的计算结果。由图可见，与自由场地表面的加速度反应谱相比，PSSI效应使基础表面的规一化加速度反应谱在短周期部分的谱值减小，周期大于0.3 s以上部分的谱值有不同程度的放大。图10-41是桩长15 m、大震迁安波作用下的计算结果。由图可见，与自由场地表的加速度反应谱相比，基础表面的规一化加速度反应谱也在短周期部分有明显减小，在周期大于0.3 s部分有不同程度的放大，尤其在0.6 s附近有非常显著的放大。图10-42是桩长9 m、中震时远震人工

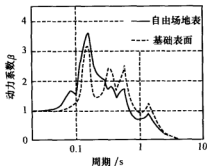


图10-40 桩长9.0 m时小震迁安波作用下地表和基础表面的加速度反应谱

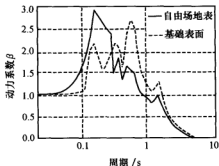


图10-41 桩长15.0 m时大震迁安波作用下地表和基础表面的加速度反应谱

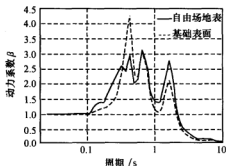


图 10-42 桩长 9.0 m 及中震时人工远震波 No. 1 作用下地表和基础表面的加速度反应谱

波 No. 1 作用下的计算结果。与自由场地表的加速度反应谱相比,基础表面的规一化加速度反应谱在 1.5 s 附近有明显减小,而在 0.43 s 附近有显著放大。这分别与结构的第一、二阶自振周期相对应。

根据南京的地震环境、高层建筑及地基土条件,通过大量桩-土-高层建筑体系地震反应数值模拟和分析,可以得到以下几点结论:

(1) PSSI 效应对高层建筑基底地震动的影响,同输入地震动的频谱特性和强度有关。对于迁安波这样高频成分丰富的近震地震动作用,当地震动水平较低时,高层建筑基底的地震动峰值加速度较之自由场地表的略大;当地震动水平较高时,高层建筑基底的地震动加速度峰值可较自由场地表的小 10% 以上。对于低频成分丰富的远震地震动作用,高层建筑基底的地震动峰值加速度可较自由场地表的大 37%~65%。对于频带较宽的城市直下型地震动作用,高层建筑基底的地震动峰值加速度可能较自由场地表的大,也可能较自由场地表的小,尚难发现其规律。

(2) 与自由场地表地震动特性相比, PSSI 效应使高层建筑基底的地震动特性发生变化。在高频成分丰富的近震地震动作用下,短周期频谱成分减小、长周期频谱成分放大;低频成分丰富的远震地震动作用,有可能使与高层建筑第二振型周期相近的频谱成分得到显著放大,会占主导地位。

(3) 在具有相同加速度反应谱的不同随机人工地震波作用下, PSSI 效应对高层建筑基底地震动的影响也是有差异的,主要体现在基底地震动的峰值加速度及其加速度反应谱谱值上,但对基底地震动加速度反应谱的形状没有明显影响。

10-8 深软场地上桩箱基础高层建筑的地震反应分析

现行高层建筑抗震设计方法是以刚性地基假定为基础的,忽略了 PSSI 效应对高层建筑地震反应的影响。实际上,从 10-7 节可以看到,深软地基与高层建筑结构之间存在很强的相互作用,而且 PSSI 效应对高层建筑结构的动力特性及高层建筑结构基底的地震动输入影响很大。

考虑 PSSI 效应后,高层建筑的地震反应与刚性地基假定下的结果总会有一些差别,这种差别在一定程度范围内可以忽略,按刚性地基假定进行设计是安全的。问题是什么时候可以认为 PSSI 效应对高层建筑地震反应的影响可以忽略? PSSI 效应对高层建筑的地震反应在特定的工程中有多大的影响? 这些都需要认真细致的研究。

已有研究表明,影响 PSSI 效应大小的主要因素是场地条件、上部结构的动力特性和输入地震动特性。这里,采用二维和三维数值模拟方法^[28,34,55],分析深软场地上

桩箱基础高层建筑的地震反应,以了解 PSSI 效应对高层建筑地震反应影响的基本规律。

10-8-1 深软场地上桩基-单层地下室-高层建筑地震反应分析^[56]

1. 计算模型与框-剪结构高层建筑的振动特性

这里,以某 26 层高层建筑为研究对象。该建筑标准层层高 3.5 m,上部结构采用框架-剪力墙结构体系,有关参数见表 10-8;基础型式采用桩箱基础,箱形地下室 1 层,高 6.0 m,桩基承台高 2.0 m,箱形地下室和桩基承台总质量为 1.04962×10^7 kg,转动惯量 $3.53 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{m}^2$ 。桩基础采用挖孔灌注桩,桩径 1.0 m,桩长 48.0 m,桩身混凝土强度 C40。二维分析采用作者提出的整体分析混合有限元法及在此基础上自行开发的软件 CSSI-2D^[24,25],将高层建筑简化为串连质点系,杆件的弹性参数为 EI (抗弯刚度)、 GA (剪切刚度);桩采用二维梁单元模拟;地下室采用刚性块体单元模拟;地基土采用四节点等参单元模拟。三维分析采用子结构法及软件 SASSI2000^[54,55]。计算模型简图如图 10-43 所示。采用软件 SAP2000 求得该高层建筑结构前三阶自振周期分别为 2.33 s、0.84 s、0.53 s,前三阶振型如图 10-44 所示。

表 10-8 上部结构的有关参数

层 号	层高/m	抗弯刚度 EI / ($\times 10^{10} \text{ kN} \cdot \text{m}^2$)	抗剪刚度 GA / ($\times 10^7 \text{ kN}$)	质量 / ($\times 10^6 \text{ kg}$)
1~2	4	13.78	6.6	1.5444
3~4	5.4	13.78	6.6	1.8533
5~6	3.5	13.78	6.6	1.0360
7~22	3.5	11.53	6.1	0.9360
23	3.5	7.26	5.2	0.7488
24~25	3.5	6.22	4.4	0.5616
26	4.4	6.22	4.4	0.5616

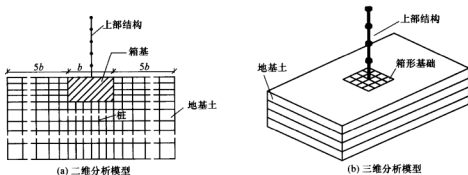


图 10-43 桩箱基础高层建筑 PSSI 体系的有限元分析模型

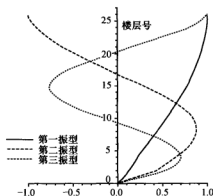


图 10-44 结构的前三阶振型

2. 场地条件与土的动力本构模型

为比较不同场地条件下 PSSI 效应对桩箱基础高层建筑地震反应的影响,选取有代表性的三个实际工程场地作为研究对象,场地土的类型和物理性质如表 10-9 所示;土的动力本构模型采用等效线性黏弹性模型,利用南京工业大学自行研制的 GZZ-1 型自振柱试验机进行了各类土的动剪切模量比 G/G_{\max} 和阻尼比 λ 的试验研究^[57],其结果如表 10-10 所示。采用软件 SHAKE91 对场地 1 和场地 2 进行自由场地震反应分析,得到其卓越周期分别为 1.30 s 和 1.07 s。

表 10-9 (a) 场地 1 地质剖面图 (总厚度为 98 m)

层厚/m	土层描述	重度/(kN/m ³)	剪切波速 v_s /(m/s)	剪切波速/(m/s)
2.0	黏土(可塑)	19.3	100.0	
2.0	淤泥质粉质黏土	18.3	88.0	
4.0	粉质黏土与粉土互层	18.9	150.7	
9.2	粉土	20.1	208.2	
9.2	黏土(可塑)	19.3	264.0	
19.6	粉质黏土与粉土互层	19.2	224.4	
15.5	粉质黏土	19.7	328.4	
11.5	黏土(硬塑)	19.3	422.0	
7.4	粉土	20.1	444.6	
7.6	黏土(硬塑)	19.7	455.7	

表 10-9 (b) 场地 2 地质剖面图 (总厚度为 100 m)

层厚/m	土层描述	重度/(kN/m ³)	剪切波速 v_s /(m/s)	剪切波速/(m/s)
4.0	黏土	19.8	135.2	
4.0	粉质黏土	20.2	124.2	
3.7	黏土	19.8	142.8	
13.0	粉土	20.1	210.4	
17.0	粉细砂	19.6	279.6	
11.0	黏质粉土	20.1	338.4	
16.0	中细砂	19.6	374.9	
11.3	黏质粉土	20.2	425.3	
14.0	粉细砂	19.6	461.5	
6.0	黏土	19.8	491.6	

表 10-9 (c) 场地 3 地质剖面图 (总厚度为 60.1 m)

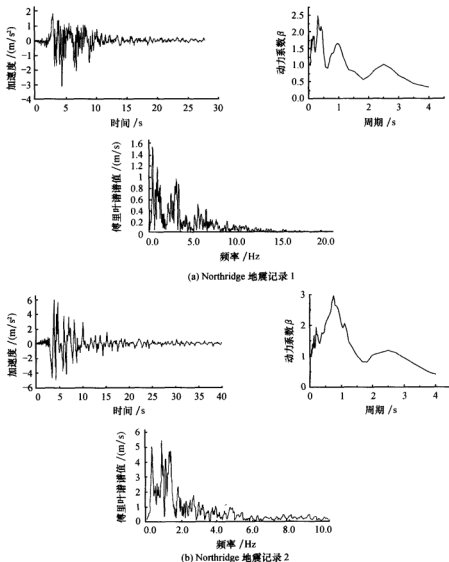
层厚/m	土层描述	重度/(kN/m ³)	剪切波速 v_s /(m/s)	
2.0	淤泥质土	19.0	114.0	
2.0	淤泥质粉质黏土	17.8	129.1	
4.0	粉土与粉砂互层	19.0	152.7	
3.1	粉砂	20.5	137.1	
3.0	淤泥质土	19.3	128.5	
9.0	细砂	18.9	172.7	
12.5	粉细砂	21.2	205.8	
10.3	细砂	18.9	236.3	
5.2	粉砂	20.5	263.2	
10.0	黏土	19.3	491.6	

表 10-10 土的动剪切模量比 G/G_{\max} 、阻尼比 λ 与剪应变幅值 γ_e 的关系

土层描述	参 数	剪应变幅值 γ_e							
		5×10^{-6}	1×10^{-5}	5×10^{-5}	1×10^{-4}	5×10^{-4}	1×10^{-3}	5×10^{-3}	1×10^{-2}
砂土	G/G_{\max}	0.986	0.972	0.873	0.775	0.408	0.257	0.065	0.033
	λ	0.19	0.41	2.19	4.17	12.33	15.93	20.60	21.37
粉土	G/G_{\max}	0.988	0.977	0.894	0.808	0.458	0.297	0.078	0.040
	λ	0.08	0.18	1.14	2.36	8.48	11.67	16.29	17.11
粉质黏土	G/G_{\max}	0.990	0.980	0.909	0.833	0.499	0.332	0.091	0.047
	λ	0.16	0.32	1.51	2.79	8.46	11.30	15.45	16.19
黏土	G/G_{\max}	0.977	0.955	0.809	0.679	0.298	0.175	0.041	0.021
	λ	0.22	0.49	2.72	5.03	12.80	15.51	18.56	19.02
粉质黏土与粉土互层	G/G_{\max}	0.981	0.962	0.834	0.716	0.335	0.201	0.048	0.025
	λ	0.15	0.35	2.31	4.63	13.88	17.59	22.06	22.76
黏质粉土	G/G_{\max}	0.998	0.996	0.982	0.965	0.846	0.733	0.355	0.216
	λ	0.15	0.25	0.86	1.44	4.45	6.78	13.31	15.45
淤泥质粉质黏土	G/G_{\max}	0.984	0.969	0.861	0.756	0.383	0.237	0.058	0.030
	λ	0.69	1.23	4.31	6.92	15.15	18.12	21.62	22.17
淤泥质土	G/G_{\max}	0.971	0.943	0.768	0.624	0.249	0.142	0.032	0.016
	λ	1.27	2.07	5.77	8.22	13.63	15.02	16.40	16.60

3. 输入地震动特性

为考虑输入地震动频谱特性对 PSSI 效应的影响, 选取 2 条有代表性的美国 Northridge 地震加速度记录作为输入地震动, 并将峰值加速度依次调整为 0.35 m/s^2 、 0.98 m/s^2 和 2.2 m/s^2 , 输入地震动的加速度时程曲线、反应谱和傅里叶谱如图 10-45 所示。

图 10-45 输入地震动的加速度时程曲线、加速度反应谱 β 谱和傅里叶谱

4. PSSI 效应对基础中心点处加速度峰值的影响

表 10-11 给出考虑 PSSI 效应时高层建筑基础中心点处的地震动峰值加速度与自由场地地震动峰值加速度的对比情况。PSSI 效应的大小用峰值加速度减幅来度量, 定义为

$$\lambda = \frac{\alpha_{I, \max} - \alpha_{D, \max}}{\alpha_{I, \max}} \quad (10-97)$$

式中: λ ——地震动峰值加速度减幅 (%);

$\alpha_{f, \max}$ ——自由场地表的地震动峰值加速度；

$\alpha_{b, \max}$ ——基础中心点的地震动峰值加速度。

表 10-11 自由场地表地震动峰值加速度与二维分析得到的基础中心处地震动峰值加速度对比

输入地震动峰值加速度/(m/s ²)		输入地震动					
		Northridge 地震记录 1			Northridge 地震记录 2		
		0.35	0.98	2.2	0.35	0.98	2.2
场地 1	自由场地表峰值加速度/(m/s ²)	0.563	0.734	1.494	0.675	1.104	1.450
	基础中心峰值加速度/(m/s ²)	0.231	0.358	0.510	0.319	0.419	0.637
	峰值加速度减幅/%	59.0	51.2	65.9	52.7	62.0	56.1
场地 2	自由场地表峰值加速度/(m/s ²)	0.676	1.173	1.571	0.762	1.728	2.211
	基础中心峰值加速度/(m/s ²)	0.321	0.572	0.841	0.511	0.800	1.012
	峰值加速度减幅/%	52.5	51.2	46.5	32.9	53.7	54.2

可以看出,与自由场地表峰值加速度相比,一般地, PSSI 效应使高层建筑基础中心点处的地震动峰值加速度明显减小,减幅可达 30%~66%;但当输入地震动水平较低时,也有可能使高层建筑基础中心点处的地震动峰值加速度增大。

5. 不同深软场地条件下桩箱基础高层建筑地震反应的比较

图 10-46 比较了不同场地条件下 PSSI 效应对桩箱基础高层建筑地震反应的影响,图 10-47 比较了输入 Northridge 地震记录 1 时场地 3 条件下桩箱基础高层建筑二维和三维地震反应分析结果的差异。

通过深软场地上桩箱基础高层建筑地震反应的大量数值分析,发现有以下大致规律:

(1) 场地条件和输入地震动特性对桩箱基础高层建筑的地震反应特性有显著的影响。输入地震动的卓越频谱与 PSSI 体系的第一、二阶自振频率越接近, PSSI 效应使深软场地上桩箱基础高层建筑的地震反应越大。因此,对于自振周期较长的高层建筑,当可能受到长周期频谱成分丰富的地震动作用时,应充分考虑 PSSI 效应对深软场地上桩箱基础高层建筑地震反应的影响。

(2) 考虑 PSSI 效应后,桩箱基础高层建筑基础中心处的地震动峰值加速度与自由地表峰值加速度相比,有明显衰减,减幅可达 30%~66%。

(3) 与刚性地基假定下的楼层地震反应相比, PSSI 效应一般使楼层绝对加速度反应有所降低,使楼层的相对位移反应有不同程度的增大;但当输入地震动的峰值加速度水平较低时, PSSI 效应有可能使高层建筑顶部和底部楼层的绝对加速度反应增大,也可能对高层建筑楼层的相对位移反应几乎没有影响。

(4) 与刚性地基假定下的楼层地震反应相比,当输入地震动相同时,在场地 1 和场地 2 条件下 PSSI 效应使高层建筑楼层的地震动峰值加速度最大可减小约 64%和 49%,且对这两种场地条件而言,随着输入地震动峰值加速度的增大,楼层峰值加速度的减小幅度也增大。

(5) 深软场地上桩箱基础高层建筑二维和三维地震反应分析所得的楼层峰值加速度沿高度变化的趋势基本相同;在高层建筑的中下部,二维分析得到的楼层峰值加速度大于三维分析的结果,而在高层建筑的中上部,三维分析得到的楼层峰值加速度大于二维

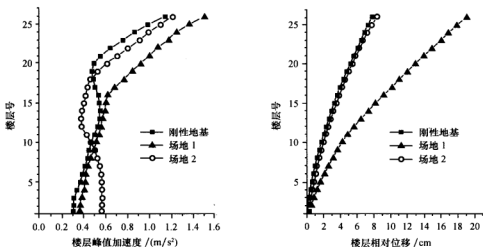
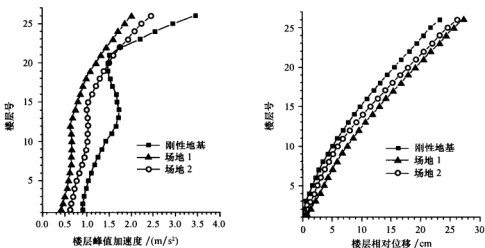
(a) 输入 Northridge 地震记录 2、峰值加速度 0.35 m/s²(b) 输入 Northridge 地震记录 1、峰值加速度 0.98 m/s²

图 10-46 输入地震动特性和场地条件对桩箱基础高层建筑地震反应的影响

分析的结果。

10-8-2 深软场地上桩基-多层地下室-单塔和双塔高层建筑地震反应分析^[58]

以一栋地上 25 层、地下 4 层的桩箱基础双塔高层建筑为研究对象。双塔高层建筑的左、右塔楼对称，层高 3.0 m，每层质量 2.96×10^5 kg，层间弯曲刚度 2.58×10^{10} kN·m²，层间剪切刚度 1.126×10^7 kN；左、右塔楼共用一个四层地下室，地下室的层高为 3.0 m；挖孔灌注桩桩径 1.0 m、桩长 45.0 m，桩身采用 C40 混凝土，桩基

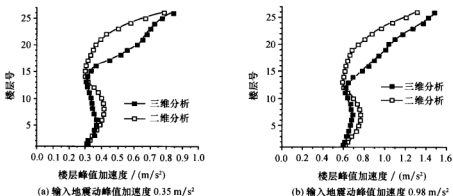


图 10-47 深软场地上桩箱基础高层建筑二维和三维地震反应分析结果的比较

础承台尺寸为 $45.0\text{ m} \times 20.0\text{ m} \times 2.0\text{ m}$ ；地下室和桩基承台总质量 $1.32 \times 10^7\text{ kg}$ ，转动惯量 $1.2 \times 10^7\text{ kN} \cdot \text{m}^2$ 。

为比较不同场地条件下 PSSI 效应对多层地下室-桩基-单塔和双塔高层建筑地震反应的影响，选取有代表性的两个实际工程场地作为研究对象，场地土的类型和物理性质如表 10-9 (a) 和表 10-9 (b) 所示；土的动力本构模型采用等效线性黏弹性模型，各类土的动剪切模量比 G/G_{\max} 和阻尼比 λ 如表 10-10 所示。

采用作者提出的整体分析混合有限元法及 CSSI-2D 软件，在频域求解该体系的地震反应^[25]，将双塔高层建筑结构简化为串连质点系，桩采用二维梁单元模拟，多层地下室采用刚性块体单元模拟，地基土采用四节点等参单元模拟，二维有限元分析模型如图 10-48 所示。采用软件 SAP2000 求得单塔楼的前三阶自振周期为 1.39 s、0.49 s、0.28 s，前三阶振型如图 10-49 所示。

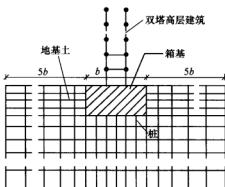


图 10-48 双塔高层建筑相互作用体系有限元模型

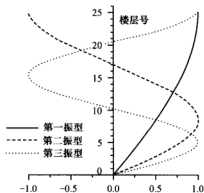


图 10-49 单塔高层建筑前三阶振型

1. 刚性地基和深厚软弱地基条件下双塔高层建筑地震反应的比较

假设深软场地 1 和场地 2 上的双塔高层建筑两个塔楼之间的连体刚度很小，可视为

无连接结构存在。由于双塔结构左、右对称,因此,两个塔楼的地震反应是相同的。图 10-50 和图 10-51 给出了三种地基条件下双塔高层建筑地震反应的比较。

由图 10-50 和图 10-51 可以看出,一般地, PSSI 效应使双塔高层建筑中、上部楼层的绝对加速度反应增大,中、下部楼层的绝对加速度反应减小; PSSI 效应使双塔高层建筑楼层的相对位移反应显著地增大,且当输入峰值加速度相同时,场地 1 条件下双塔高层建筑楼层的相对位移反应要比场地 2 条件下的大一些;当场地条件相同时,输入 Northridge 地震记录 2 时双塔高层建筑的地震反应明显大于输入 Northridge 地震记录 1 时的地震反应;当输入地震动相同时,场地 1 条件下双塔高层建筑楼层的绝对加速度反应要比场地 2 条件下的小一些,即场地土越软弱,SSI 效应越显著。当输入峰值加速度为 0.35 m/s^2 时,双塔高层建筑第 20 层的绝对加速度反应的增幅最大,可达 60%;当输入峰值加速度为 0.98 m/s^2 时,双塔高层建筑大部分楼层的加速度反应是减小的,最大可达 66%。由此可见, PSSI 效应对双塔高层建筑地震反应的影响与场地土条件和输入地震动特性有关。

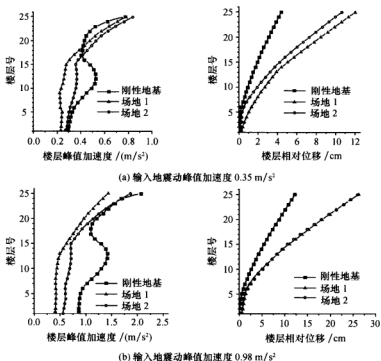


图 10-50 输入 Northridge 地震记录 1 时双塔高层建筑地震反应的比较

2. 深厚软弱地基上双塔与单塔高层建筑地震反应的比较

为了考察深软地基上双塔高层建筑地震反应的特点,图 10-52 和图 10-53 对同样地

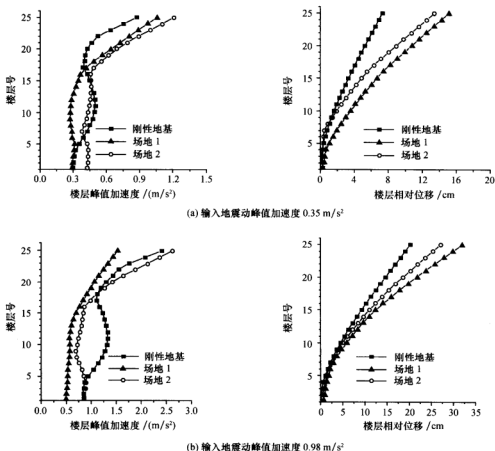


图 10-51 输入 Northridge 地震记录 2 时双塔高层建筑地震反应的比较

基条件下单塔和双塔高层建筑的地震反应进行了比较。

图 10-52 表明,一般地,场地 1 条件下双塔高层建筑楼层的绝对加速度反应比单塔高层建筑的反应有不同程度的降低,减小幅度为 $10.7\% \sim 50.3\%$;仅当输入地震动峰值加速度为 0.98 m/s^2 时,双塔高层建筑底部 3 层的绝对加速度反应有所增大,增大幅度最大可达 17.1% 。

图 10-53 表明,一般地,场地 2 条件下双塔高层建筑的楼层绝对加速度反应比单塔高层建筑的反应明显减小,减小幅度最大可达 50.2% 。当输入地震动峰值加速度较小时,双塔高层建筑部分楼层的绝对加速度反应也可能会比单塔的略大一些,如输入 Northridge 地震记录 1、峰值加速度为 0.35 m/s^2 时双塔高层建筑第 7~13 层最大增幅为 6.4% 。

就楼层的相对位移反应而言,一般地,双塔高层建筑楼层的相对位移反应要比单塔的小一些,且随着输入地震动峰值加速度的增大,减小幅度有所增大;但存在双塔高层建筑个别楼层的相对位移反应比单塔的要稍大的现象。

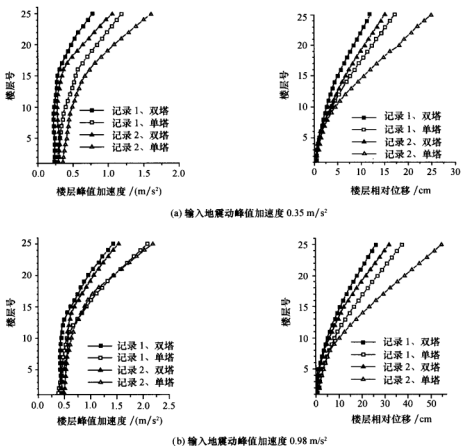


图 10-52 场地 1 上双塔与单塔高层建筑地震反应的比较

3. 塔间连体设置位置对深软地基上双塔高层建筑地震反应的影响

为建筑美观和方便两塔楼之间的联系，常在塔楼的部分楼层之间用连廊或天桥（统称为连体）相连。同一般的单塔楼高层建筑相比，连体双塔楼高层建筑的地震反应要复杂得多^[59~61]。连体在双塔楼高层建筑中起着连接双塔楼的作用，连体本身的刚度和位置对结构的受力性能有着显著的影响。通常，在数值分析中对连体的处理方法有两种^[62]：一是将连体视为刚度很小，可不考虑连体的作用，把双塔分为两个独立的单塔高层建筑进行处理；二是将连体视为刚度无穷大的连梁来处理。设置连体后，塔楼在连接楼层处的刚度发生了变化，受力较为复杂。针对双塔高层建筑常见的连体形式，将连体视为刚度无穷大的连梁，探讨连体设置方式对深厚软弱地基上双塔高层建筑地震反应的影响。连体设置方式如图 10-54 所示。

图 10-55 和图 10-56 分别为场地 1 和场地 2 条件下输入 Northridge 地震记录 1 和记录 2 时不同连体形式的双塔高层建筑的楼层绝对加速度反应。从图中可以看出，与无连

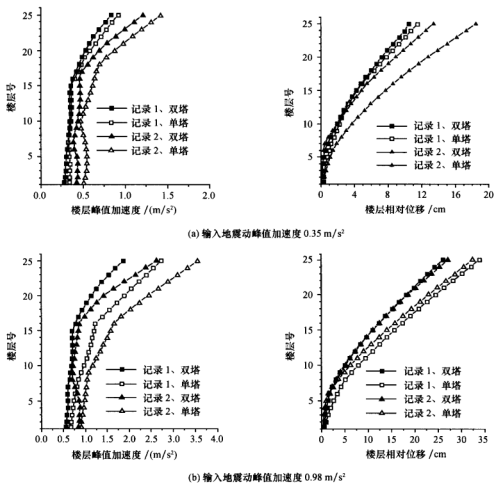


图 10-53 场地 2 上双塔与单塔高层建筑地震反应的比较

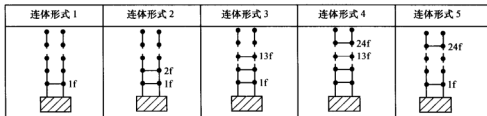


图 10-54 塔间连体设置位置示意图

体的双塔高层建筑相比，塔间连体的设置对双塔高层建筑的地震反应有很大影响，大致有以下规律：

(1) 双塔高层建筑塔间连体的设置方式对其地震反应有很大的影响。

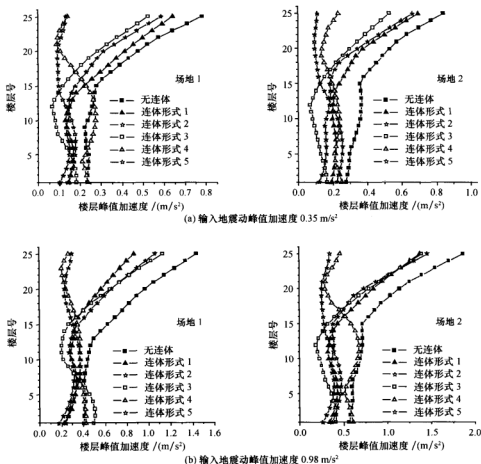


图 10-55 输入 Northridge 地震记录 1 时不同连体形式的双塔高层建筑的地震反应

(2) 对不同的场地条件和输入地震动特性, 塔间连体设置方式 1、2、5 对双塔高层建筑各楼层的绝对加速度反应均有显著的降低, 即在双塔高层建筑底部或底部、顶部同时设置塔间连体是比较理想的方式; 尤其是在双塔高层建筑底部、顶部同时设置连体, 顶部楼层地震反应的减小幅度特别明显。

(3) 塔间连体对双塔高层建筑的减震作用大小与场地条件、输入地震动的频谱特性和强度密切相关。

4. 塔间连体的刚度对深软地基上双塔高层建筑地震反应的影响

塔间连体的刚度对双塔高层建筑的减震作用也有很大影响, 文献 [62] 和 [63] 对这种影响作了一些初步的讨论。这里, 对连体形式 2、5 的双塔高层建筑, 调整塔间连体的刚度, 将塔间连体刚度的量级分别调整为与双塔高层建筑楼层刚度的量级相同 (连体较柔)、高两个量级 (连体较刚) 和高四个量级 (刚性连体), 以探讨塔间连体的刚度

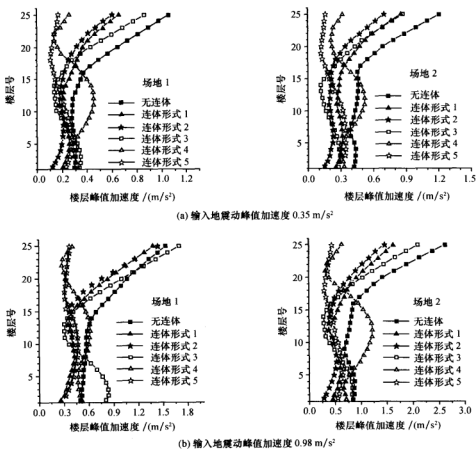


图 10-56 输入 Northridge 地震记录 2 时不同连体形式的双塔高层建筑的地震反应

对深软地基上双塔高层建筑地震反应的影响。

图 10-57 为场地 2 条件下输入 Northridge 地震记录 1 时双塔高层建筑的地震反应。可以看出,当底部、顶部同时设置连体(连体形式 5)时,塔间连体对双塔高层建筑的地震反应增大。仅在双塔底部设置连体(连体形式 2)时,只有刚性连体对双塔高层建筑的地震效果比较理想,而当塔间连体的刚度比较小时,很可能使双塔高层建筑的地震反应增大。

10-9 深软场地上特大型桥梁群桩基础地震反应分析

20 世纪 90 年代以来,伴随着我国经济的高速增长,大跨度越江跨海大桥工程建设得到迅猛发展。以江苏省为例,江阴长江大桥、南京长江二桥、南京长江三桥、润扬长江大桥相继建成通车,苏通长江公路大桥正在建设中,南京长江四桥、崇启长江大桥、泰州长江大桥等正在筹建中。这些越江大桥对促进区域经济乃至国民经济的发展具有重

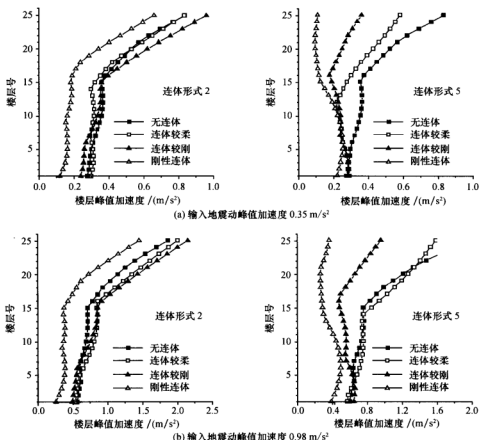


图 10-57 塔间连体刚度对双塔高层建筑地震反应的影响

要作用。

特大型群桩基础作为越江跨海桥梁结构的支承体系在工程实践中被普遍采用，并已被证明能够满足桥梁结构在正常使用状态下的功能和安全要求。越江跨海桥梁在工程结构上通常具有以下几个特点：① 桥梁跨径大、墩台高；② 桥梁基础水平和竖向作用力巨大；③ 桥梁基础位置处水深、地基覆盖层厚，环境复杂。但是，在强地震动作用下，越江跨海桥梁特大型群桩基础的工作性能及地震稳定性并没有得到检验；而且，桥梁工程师们和研究者对于特大型群桩基础的抗震性能及地震灾害机理亦不甚了解，这一点可从各国桥梁抗震设计所依据的抗震设计规范中得到验证。我国目前仍没有专门的桥梁抗震设计规范，所建成的桥梁主要依据现行的《公路工程抗震设计规范》JTJ004-89 和《铁道工程抗震设计规范》GBJ111—87 进行抗震设计；此外，抗震设计规范中关于地基土对桥梁基础的影响仅以若干定性条款从基础选址方面加以考虑。

桥梁桩基础地震反应分析研究始于 20 世纪 60 年代，近十几年来，已经提出了不少

数值分析方法。范立础和袁万诚等 (1992)^[64]在分析上海南浦大桥竖向地震反应时对北塔大型群桩基础地震反应进行了研究,提出大跨桥梁结构非线性地震反应分析可等价为一维非线性场地地震反应分析与考虑桩周土弹性约束作用的多点激励下桥梁结构非线性动力反应分析的方法;桩周土的约束作用以土弹簧代替。胡世德和范立础 (1994)^[65]采用上述模型对上海南浦大桥和江阴长江公路大桥进行了非线性地震反应分析。Mylonakis 和 Nikolou 等 (1997)^[66]采用子结构法对成层场地土上群桩-桥墩体系在竖向传播的 S 波作用下的地震反应进行了频域和时域分析。采用等效线性动黏弹性模型考虑土的非线性影响,同时计及桩-桩之间的相互作用。该研究主要针对桥墩地震反应进行,并认为桩体振动产生的辐射阻尼以及桩顶的转动分量对桥墩地震反应有很大的影响。Zechlin 和 Chai 等 (1998)^[67]对 San Francisco-Oakland 海湾大桥上新建的两个大直径群桩基础支承桥墩进行了动力非线性反应分析,根据自由场反应分析得到的土体各点位移时程建立了土-基础-桥梁结构相互作用模型,考虑了深厚软土对输入地震动以及桥梁结构振动周期的影响。Thavaraj (2000)^[68]采用集总参数模型对某大型群桩基础的地震反应进行了分析,模型中采用了一系列的弹簧和阻尼器来模拟桩基础在强震作用下的非线性性能。研究结果表明,桩基础和上部结构的相对刚度对桥梁地震反应有很大的影响。He Jiang (2000)^[69]在对美国东部和中部公路桥梁的抗震性能进行研究时,上部结构和桩采用梁柱单元模拟,桩周土采用非线性的 p - y 单元模拟, p - y 单元由塑性元件、弹性元件和阻尼元件三个元件组成,研究发现:根据美国 AASHTO 抗震设计规范计算得到的桥墩顶部位移反应可能较考虑土-桩-结构相互作用效应得到的桥墩顶部位移反应小,可能导致不安全的结果。

以往的研究认识到桩-土-桥梁结构动力相互作用对上部桥墩和桥梁结构地震反应具有一定的影响,并得出了一些富有价值的研究成果。然而,大多数的研究都是针对单桩或较为简单的群桩基础进行,对于深软场地上采用大直径超长桩的特大型桩基础的桩-土-桥梁结构动力相互作用的研究却鲜见报道。而越江跨海桥梁基础所处的复杂场地环境、大直径超长桩的特殊受力性能及空间效应等客观因素可能对这类桩基础的抗震性能有很大影响。

这里,以某长江大桥主塔墩桩基础为研究对象,分别采用作者提出的桩-土-结构整体分析混合有限元方法和三维子结构法对群桩-土-桥墩结构体系进行地震反应分析,探讨群桩-土-桥墩结构动力相互作用效应对特大型桥梁结构的地震反应及其空间效应的影响。

10-9-1 输入地震动与场地条件

1. 基岩输入地震动

主塔墩基岩输入地震动采用该长江大桥工程场地地震安全性评价工作给出的地震重现期为 1000 年和 2500 年的水平向地震加速度时程,其峰值加速度分别为 0.095g 和 0.114g,每个地震重现期各 3 条人工地震波,持时分别为 60 s 和 66 s,如图 10-58 所示。

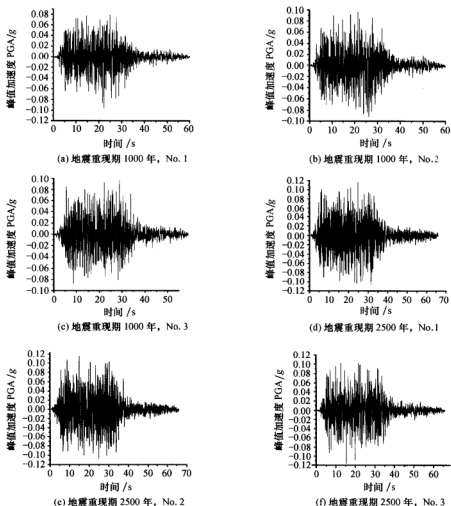


图 10-58 基岩输入地震加速度时程

2. 场地条件及土的动力特性

桥位处场地地势相对平坦,覆盖层厚度变化相对较小,土层横向较为均匀。基于此,假设上覆土层为覆盖于基岩上的水平成层土;基岩面取为剪切波速大于 500 m/s 的土层顶部。这样,覆盖层厚度为 110 m,可细划分为 12 类土。以一般冲刷面作为场地地震效应分析的地表面,其高程为 -30 m。

土的动力本构模型采用等效线性黏弹性模型,各类土的重度详见表 10-12;现场波速测得的场地土层剪切波速剖面如图 10-59 所示;由动三轴试验得到 12 类土的动剪切模量比 G/G_{\max} 、阻尼比 λ 与剪应变幅值 γ_a 的关系如表 10-13 所示。

表 10-12 土的重度

土 类	重度/(kN/m ³)	土 类	重度/(kN/m ³)
粉砂, 稍密	18.8	粗砂, 密实	21.5
细砂, 中密	19.4	中砂, 密实	20.8
粉砂, 中密	19.4	砾砂, 密实	22.0
粉砂, 中 密 实	19.9	亚黏土, 可塑	20.4
粉砂, 密实	20.3	亚黏土, 软塑	18.4
细砂, 密实	20.5	亚黏土, 硬塑-坚硬	21.1

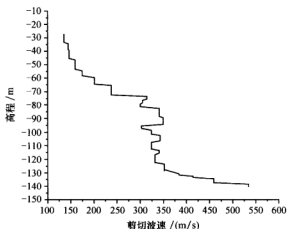


图 10-59 土层剪切波速剖面

10-9-2 深软场地上特大型群桩基础的二维地震反应分析

1. 计算模型与方法

采用 10-3 节中提出的整体分析混合有限元法及自行开发的软件 CSSI-2D^[25], 应用频域复反应分析技术, 进行土-群桩-墩台-索塔结构体系二维地震反应。该长江大桥主塔墩由索塔及索塔基础组成, 主塔墩桩基础由 131 根直径为 2.5 m 的大直径钻孔灌注桩和平面尺寸为 113.75 m×48.78 m、厚度为 9.0 m 的承台组成; 桩纵向间距为 6.75 m, 横向间距为 5.41 m; 桩长为 113 m, 采用 C30 混凝土。简化的二维有限元分析模型如图 10-60 所示, 二维有限元网格结点 5932 个, 土体单元 5700 个, 桩单元 1551 个, 刚体单元 1 个。群桩采用梁单元模拟, 计算时简化为 33 根等代桩, 每根桩划分成 47 个梁单元; 梁单元计算参数见表 10-14。上部结构 (包括索塔及索塔承台) 的地震惯性力效应用一个刚体质量块模拟, 索塔采用等效质量直接作用于承台上, 刚体单元质量为 3.334842×10^8 kg、转动惯量为 5.4×10^{11} kg·m²。

表 10-13 各类土的动剪切模量比 G/G_{\max} 、阻尼比 λ 与剪应变幅值 γ_s 的关系

土 类	参 数	剪应变幅值 γ_s							
		5×10^{-6}	1×10^{-5}	5×10^{-5}	1×10^{-4}	5×10^{-4}	1×10^{-3}	5×10^{-3}	1×10^{-2}
粉砂, 稍密	G/G_{\max}	0.985	0.981	0.907	0.824	0.506	0.363	0.126	0.068
	λ	0.012	0.017	0.044	0.06	0.106	0.126	0.164	0.176
细砂, 中密	G/G_{\max}	0.984	0.975	0.875	0.795	0.539	0.418	0.167	0.089
	λ	0.01	0.011	0.019	0.0335	0.0925	0.1175	0.1595	0.1780
粉砂, 中密	G/G_{\max}	0.996	0.989	0.893	0.815	0.560	0.433	0.161	0.081
	λ	0.010	0.011	0.017	0.031	0.087	0.114	0.164	0.179
粉砂, 中-密实	G/G_{\max}	0.9966	0.9916	0.9324	0.880	0.6674	0.5327	0.2085	0.1139
	λ	0.0065	0.0095	0.0225	0.0315	0.0625	0.0815	0.1335	0.1530
粉砂, 密实	G/G_{\max}	0.9965	0.9931	0.9662	0.9346	0.7409	0.5885	0.2224	0.1251
	λ	0.007	0.008	0.0343	0.0451	0.083	0.1021	0.1436	0.1569
细砂, 密实	G/G_{\max}	0.9965	0.9931	0.9662	0.9346	0.7409	0.5885	0.2224	0.1251
	λ	0.007	0.008	0.0343	0.0451	0.083	0.1021	0.1436	0.1569
粗砂, 密实	G/G_{\max}	0.9971	0.9942	0.9718	0.9451	0.7749	0.6325	0.2561	0.1468
	λ	0.0045	0.0065	0.0195	0.0325	0.0775	0.095	0.115	0.122
中砂, 密实	G/G_{\max}	0.9963	0.9927	0.9644	0.9313	0.7304	0.5753	0.2132	0.1193
	λ	0.007	0.008	0.015	0.027	0.076	0.098	0.131	0.139
砾砂, 密实	G/G_{\max}	0.990	0.970	0.900	0.850	0.700	0.550	0.320	0.200
	λ	0.004	0.006	0.019	0.030	0.075	0.090	0.110	0.120
亚黏土, 可塑	G/G_{\max}	0.9962	0.9925	0.9635	0.9296	0.7253	0.569	0.2089	0.1166
	λ	0.0277	0.0341	0.0407	0.0747	0.1257	0.1487	0.1901	0.2023
亚黏土, 软塑	G/G_{\max}	0.9905	0.984	0.9406	0.8899	0.6405	0.4863	0.1691	0.0904
	λ	0.0311	0.0374	0.0632	0.0825	0.142	0.1683	0.2051	0.2131
亚黏土, 硬塑-坚硬	G/G_{\max}	0.9981	0.9962	0.9813	0.9633	0.8401	0.7242	0.3444	0.208
	λ	0.016	0.016	0.031	0.050	0.123	0.152	0.187	0.192

表 10-14 梁单元计算参数

参 数	弹性模量/kPa	剪切模量/kPa	重度/(kN/m ³)	截面积/m ²	有效剪切面积系数	惯性矩/m ⁴
参数值	3.19×10^7	1.36×10^7	24.52	4.9087	0.9	1.9174



图 10-60 二维有限元分析模型示意图

2. 计算结果与分析

地震加速度反应计算点的位置分布如图 10-61 所示。对同一地震重现期, 将 3 条地震波作用下得到的 A、B、C 桩位同一高程

处的峰值加速度的平均值近似作为该高程处的峰值加速度, 图 10-62 给出 1000 年和 2500 年地震重现期时土-群桩-墩台体系在各高程处的峰值加速度。可以看出, 地震重现期为 1000 年时各高程峰值加速度的平均值在地表面最大, 对应 3 条输入地震波的最

大值分别为 $0.145g$ 、 $0.148g$ 和 $0.145g$ ，峰值加速度放大系数大约为 1.53 ；在高程 $-120.0 \sim -80.0$ m 范围峰值加速度平均值较小，平均值的最小值分别为 $0.074g$ 、 $0.085g$ 和 $0.084g$ ；桩尖处（高程 -123 m）峰值加速度的平均值分别为 $0.109g$ 、 $0.119g$ 和 $0.116g$ ，峰值加速度放大系数约为 1.2 。地震重现期为 2500 年时各高程峰值加速度平均值的最大值出现在高程 -30.0 m 处，对应 3 条输入地震波的最大值分别为 $0.157g$ 、 $0.170g$ 和 $0.149g$ ，峰值加速度放大系数约为 1.40 ；桩尖处峰值加速度平均值分别为 $0.119g$ 、 $0.113g$ 和 $0.116g$ ，与输入地震动峰值加速度相差不多。图 10-62 还表明，输入地震波频谱特性对桩-土-墩台体系地震反应有一定影响。

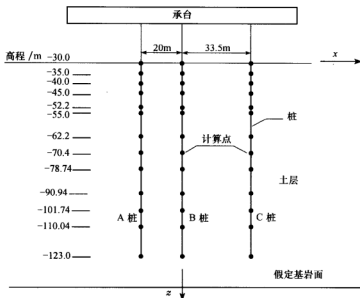


图 10-61 二维地震反应分析的加速度反应计算点

图 10-63 为 1000 年、 2500 年地震重现期各 3 条地震波作用下 A、B、C 桩位处地震动峰值加速度沿各高程的分布图。可以看出，在同一地震波作用下，A、B、C 桩位处各高程上峰值加速度分布规律大致相同，一般地表面的峰值加速度最大，在高程 $-120.0 \sim -80.0$ m 之间的峰值加速度较小，且在同一高程处 B 桩位处的峰值加速度较之 A、C 桩位处的要大一些。

以上分析表明，土-群桩-墩台体系地震反应的峰值加速度在地表面最大，高程 $-120.0 \sim -80.0$ m 范围较小，地震反应的放大效应主要体现在土层中上部，放大系数的大小与输入地震动频谱特性有一定关系。

图 10-64 为 1000 年和 2500 年地震重现期各 3 条地震波作用下二维分析得到的地表地震动平均加速度反应谱。可以看出，与基岩输入地震动加速度反应谱相比较，地表地震动的平均加速度反应谱在周期 0.2 s 以后部分变化较大，尤其是周期在 $0.5 \sim 2.0$ s 部分，地表地震动加速度反应谱与基岩输入地震动加速度反应谱谱值之比约为

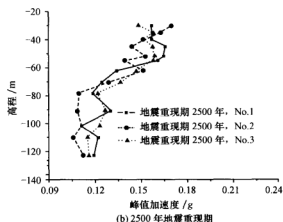
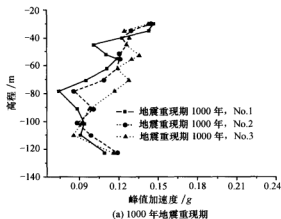


图 10-62 1000 年和 2500 年地震重现期时土层的地震动峰值加速度平均值沿高程的分布

1.4~2.2。

由于地震波在土层界面上产生反射和折射，当地震波从基岩通过土层传播到地表时，地震波的频谱特性会发生很大的变化，土层对输入地震波具有滤波和放大作用，在反应谱曲线上表现为在土层不同高程处的地震动加速度反应谱形态各异，具体表现为输入地震波的高频分量衰减大，而输入地震波长周期成分则有较大的放大。

10-9-3 深软场地上特大型群桩基础的三维地震反应分析

1. 计算模型与方法

假设土体为覆盖于均质半空间上的半无限黏弹性土层，场地土划分为 42 层，满足最大土层厚度小于地震波最小波长的 $\frac{1}{8} \sim \frac{1}{5}$ 的要求，采用等效线性黏弹性模型考虑土的动力非线性特性。采用三维梁单元模拟群桩，每个结点有三个平动自由度和三个转动自

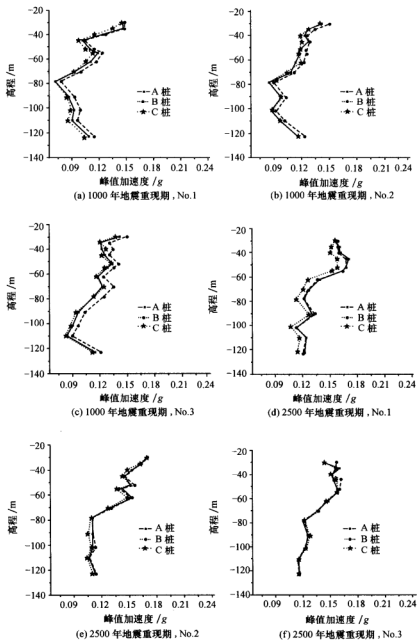


图 10-63 二维分析得到的土层地震动峰值加速度沿高程的分布

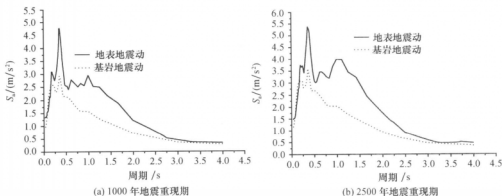


图 10-64 1000 年和 2500 年地震重现期时地表地震动的平均加速度反应谱

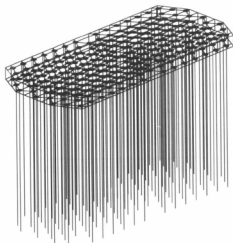


图 10-65 群桩-墩台体系三维有限元模型示意图

注：承台纵向为 x 方向，横向为 y 方向，竖向为 z 向。

由度；采用八结点实体单元模拟承台，每个结点有三个平动自由度；群桩及承台均视为线弹性体；假设桩-土接触面上满足位移协调条件；索塔结构简化为等效质量，作用于承台上。整个相互作用体系共划分结点 6266 个，各类单元总数为 6082 个，其中八结点实体单元数为 182 个，梁单元为 5846 个。图 10-65 为群桩-承台-索塔结构体系的三维有限元计算模型。采用土与结构动力相互作用分析的三维有限元软件 SASSI2000 中的子结构柔性体积法（见 10-5 节），进行土-群桩-承台-索塔结构体系的三维地震反应分析。

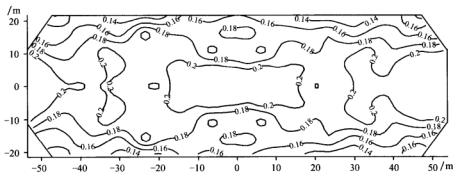
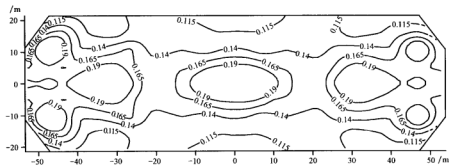
2. 计算结果与分析

三维有限元分析给出了所有 131 根桩在各高程上的地震动峰值加速度（以各高程面上的等值线分布图表示）及部分结点上的地震动加速度反应谱。同一条地震波作用下土层各高程面上的地震动峰值加速度的分布不尽相同。若将土层同一高程面上各点的地震动峰值加速度平均值代表此高程处的峰值加速度，则在两个地震重现期下土层各高程处的地震动峰值加速度如表 10-15 所示。图 10-66~图 10-70 分别为 1000 年地震重现期的 3 条地震波作用下土层在部分高程面上的地震动峰值加速度等值线分布图。图 10-71~图 10-73 分别为 2500 年地震重现期的 3 条地震波作用下土层在部分高程面上的地震动峰值加速度等值线分布图。可以看出，土层各高程面的地震动峰值加速度分布呈现出较为明显的对称性。

计算结果表明，1000 年地震重现期 3 条地震波计算得到的地表地震动峰值加速度

表 10-15 土层各高程面上的地震动峰值加速度平均值 (单位: g)

高程/m	1000 年地震重现期			2500 年地震重现期		
	No. 1	No. 2	No. 3	No. 1	No. 2	No. 3
-30.0	0.185	0.181	0.163	0.201	0.192	0.179
-35.0	0.148	0.161	0.146	0.174	0.154	0.155
-40.0	0.135	0.131	0.144	0.167	0.158	0.157
-45.0	0.141	0.162	0.133	0.173	0.152	0.14
-52.2	0.145	0.174	0.163	0.181	0.186	0.167
-55.0	0.136	0.153	0.159	0.189	0.172	0.164
-62.6	0.143	0.169	0.147	0.161	0.181	0.182
-70.44	0.132	0.138	0.164	0.159	0.132	0.168
-78.74	0.129	0.129	0.153	0.144	0.142	0.151
-90.94	0.093	0.131	0.114	0.163	0.112	0.143
-101.74	0.107	0.118	0.097	0.133	0.133	0.128
-110.04	0.098	0.107	0.103	0.132	0.129	0.119
-123.0	0.109	0.113	0.109	0.115	0.126	0.121

图 10-66 输入 1000 年地震重现期地震波 No. 1 时高程 -30.0 m 处的
峰值加速度等值线分布 (单位: g)图 10-67 输入 1000 年地震重现期地震波 No. 1 时高程 -55.0 m 处的
峰值加速度等值线分布 (单位: g)

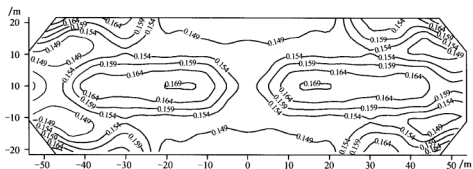


图 10-68 输入 1000 年地震重现期地震波 No. 1 时高程 -90.94 m 处的
峰值加速度等值线分布 (单位: g)

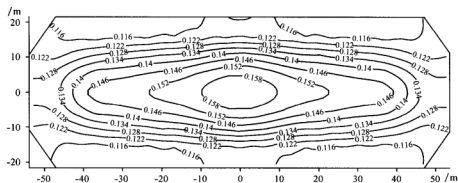


图 10-69 输入 1000 年地震重现期地震波 No. 2 时高程 -90.94 m 处的
峰值加速度等值线分布 (单位: g)

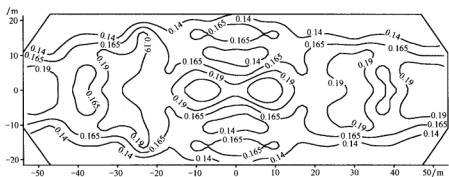


图 10-70 输入 1000 年地震重现期地震波 No. 3 时高程 -30.0 m 处的
峰值加速度等值线分布 (单位: g)

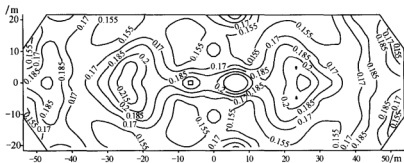


图 10-71 输入 2500 年地震重现期地震波 No. 1 时高程 -35.0 m 处的
峰值加速度等值线分布 (单位: g)

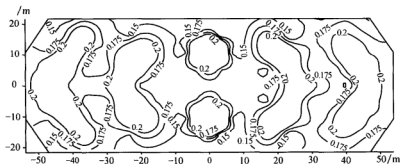


图 10-72 输入 2500 年地震重现期地震波 No. 1 时高程 -55.0 m 处的
峰值加速度等值线分布 (单位: g)

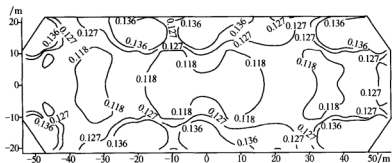


图 10-73 输入 2500 年地震重现期地震波 No. 1 时高程 -101.74 m 处的
峰值加速度等值线分布 (单位: g)

的平均值分别为 $0.185g$ 、 $0.181g$ 和 $0.163g$ ，对应的峰值加速度放大系数分别为 1.95、1.91 和 1.72；2500 年地震重现期 3 条地震波计算得到的地表地震动峰值加速度的平均值分别为 $0.201g$ 、 $0.192g$ 和 $0.179g$ ，对应的峰值加速度放大系数分别为

1.76、1.68 和 1.57。在同一地震重现期下,虽然 3 条输入地震波的峰值加速度相同,但由于所输入地震波频谱特性有一定的差异,导致土层各高程面上的地震动峰值加速度分布呈现出一定的差异。一般地,覆盖层中下部土层的地震动峰值加速度较小,且随着高程的增加而增加;到覆盖层中部,土层的地震动峰值加速度达到一个较大值,随着高程的增加,加速度有一段减小的过程;到覆盖层中上部,土层的地震动峰值加速度又明显增加,地表地震动峰值加速度较大。可见,土层的地震动峰值加速度沿高程的分布大致呈波浪状。

三维计算给出了各条地震波作用下图 10-61 所示 A 桩位处部分高程处的地震动加速度反应谱。图 10-74 分别为 1000 年和 2500 年地震重现期时三个高程面计算所得的地震动加速度反应谱。可以看出,地震波在土层的传播过程中,其频谱成分发生了较大的变化,表现为地震波的长周期成分增强,高频分量减弱。

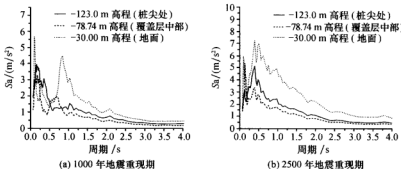


图 10-74 三维计算得到的土层不同高程面上的地震动加速度反应谱

10-9-4 深软场地上特大型群桩基础的桩-土-结构动力相互作用效应对比分析

图 10-75 和图 10-76 分别为 1000 年和 2500 年地震重现期各 3 条地震波作用下一维、二维和三维分析得到的土层地震动峰值加速度沿高程的分布,其中,自由场地的地震反应分析采用软件 SHAKE91 完成,表 10-16 为一维、二维和三维分析得到的地表地震动峰值加速度。这里,二维、三维分析得到的地震动峰值加速度是指土层各高程处的峰值加速度平均值。可以看出,由于土-群桩-墩台体系动力相互作用效应的影响,一般地,一维场地地震反应分析得到的土层地震动峰值加速度较土-群桩-墩台体系二维和三维分析所得到的结果小;二维分析的结果较三维分析的结果小,尤其是在覆盖层中部;但对于 2500 年地震重现期的地表地震动峰值加速度平均值,二维分析得到的最小、三维分析所得到的最大。总体而言,一维、二维、三维分析得到的土层地震动峰值加速度的大小存在较大的差异,因此,对土-群桩-墩台体系进行三维地震反应分析是有必要的。

图 10-77 给出了 1000 年和 2500 年地震重现期各 3 条地震波作用下自由场地及土-群桩-墩台体系二维、三维有限元分析得到的平均地面加速度反应谱,其中二维分析的结果为 B 桩位处的地表地震动加速度反应谱,三维分析的结果为 A 桩位处的地表地震

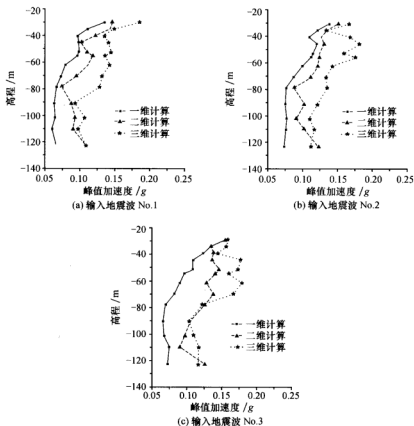


图 10-75 1000 年地震重现期时一维、二维和三维分析得到的
土层地震动峰值加速度沿高程的分布

动加速度反应谱。由此可见,对于 1000 年地震重现期的地表地震动加速度反应谱的平均谱,在周期大于 1.0 s 部分,加速度反应谱的形状较为接近,但其谱值为一维分析的最大、三维分析的最小;而周期小于 1.0 s 部分,三者的大小关系比较复杂。对于 2500 年地震重现期的地表地震动加速度反应谱,在周期小于 1.0 s 部分,三维分析得到的谱值最大、一维分析得到的最小;在周期 1.0~2.2 s 部分,一维分析得到的谱值最大、三维分析得到的最小;在周期 2.2~3.5 s 部分,一维分析得到的谱值最大、二维分析的最小。

从地表地震动加速度反应谱的形状看,当地震波从基岩上传至地表面时,经过地震波的多次反射和折射,其频谱成分发生了很大的变化,由于土-群桩-墩台体系动力相互作用效应的影响,地震波的长周期成分获得显著增强。当周期小于 0.5~0.7 s 时,地表地震动的加速度反应谱与基岩输入地震动的加速度反应谱的差异不大;而当周期大于 0.5~0.7 s 时,地表地震动的加速度反应谱与基岩输入地震动的加速度反应谱的相差较大,两者的谱值比大致在 1.5~2.5 之间。

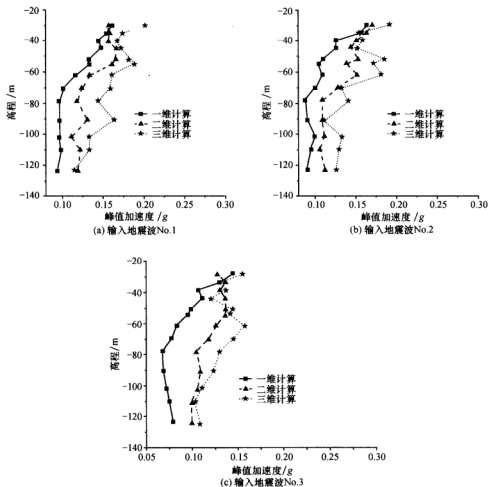
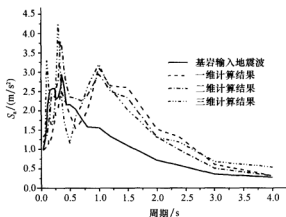


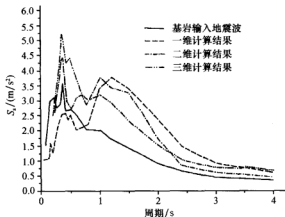
图 10-76 2500 年地震重现期时一维、二维和三维分析得到的
土层地震动峰值加速度沿高程的分布

表 10-16 地表地震动峰值加速度 (单位: g)

方 法	地震重现期 1000 年				地震重现期 2500 年			
	No. 1	No. 2	No. 3	平均值	No. 1	No. 2	No. 3	平均值
一维	0.135	0.133	0.142	0.137	0.160	0.164	0.167	0.164
二维	0.145	0.148	0.145	0.146	0.157	0.170	0.149	0.159
三维	0.185	0.181	0.163	0.176	0.201	0.192	0.179	0.191



(a) 1000年地震重现期



(b) 2500年地震重现期

图 10-77 一维、二维和三维分析得到的地表地震动加速度反应谱比较

参考文献

- [1] 范立础, 王君杰. 桥梁抗震设计规范的现状与发展趋势 [J]. 地震工程与工程振动, 2001, (2): 70—77.
- [2] 陈国兴, 张克绪, 谢君斐. 设置桩基能改变场地类别吗 [A]// 软土地区土工和抗震国际会议论文集 [C]. 北京: 地震出版社, 1993: 425—430.
- [3] 陈国兴, 胡庆兴, 韦晓, 等. 桩与土和结构相互作用对高层建筑基底输入地震动的影响 [J]. 地震工程与工程振动, 2000, (1): 245—252.
- [4] Penzien J, Scheffey C F, Parmelee R A. Seismic analysis of bridges on long piles [J]. Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, 1964, (3): 223—254.
- [5] 王有为, 王开顺. 地震作用下群桩水平刚度的计算方法及其程序设计 [J]. 土木工程学报,

- 1984, (1): 39—48.
- [6] 严士超, 杜一平. 电视塔-桩-土相互作用地震反应分析. 土木工程学报, 1991, (3): 71—79.
- [7] 解明雨, 孙煥纯. 桩基础的高层建筑弹性地震反应分析 [J]. 大连理工大学学报, 1983, (2): 9—16.
- [8] 孙利民, 张晨南, 潘龙, 等. 桥梁桩土相互作用的集中质量模型及参数确定 [J]. 同济大学学报, 2002, (4): 409—415.
- [9] Matlock H, Foo S H, Bryant L L. Simulation of lateral pile behaviors [A]//Proceeding of Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE [C]. California, USA, 1978, (7): 600—619.
- [10] Novak M. Dynamic stiffness and damping of piles [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1976, (5): 574—698.
- [11] Nogami T, Konagai K. Time-domain axial response of dynamically loaded single piles [J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 1986, (2): 147—160.
- [12] Nogami T, Otani J, Konagai K, et al. Nonlinear soil-pile interaction model for dynamic lateral motion [J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1992, (1): 89—106.
- [13] El-Naggar M H, Novak M. Nonlinear lateral interaction in pile dynamics [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1995, (2): 141—157.
- [14] Rojas E, Valle C, Romo M P. Soil-pile interface model for axial loaded single piles [J]. Soils and Foundation, JGS, 1999, (4): 35—45.
- [15] Matlock H. Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay [A]//Proceedings of the 2nd Offshore Technology Conference [C]. OTC 1204, Houston, USA, 1970: 577—594.
- [16] Reese L, Cox W, Koop F. Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles in Stiff Clay [A]//Proceedings of the 7th Offshore Technology Conference [C]. OTC 2312, Houston, USA, 1975: 671—690.
- [17] Reese L, Cox W, Koop F. Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand [A]//Proceedings of the 6th Offshore Technology Conference [C]. OTC 2080, Houston, USA, 1974: 473—483.
- [18] Sullivan W R, Reese L. 黏土中水平受荷桩的统一分析法 [J]. 胡耀译. 水运工程, 桩基工程数值计算专辑, 1980, 110—121.
- [19] 王惠初, 武冬青, 田平. 黏土中横向静载桩 $p-y$ 曲线的一种新统一法 [J]. 河海大学学报, 1991, (1): 9—17.
- [20] 田平, 王惠初. 黏土中横向周期性荷载桩的 $p-y$ 曲线统一法 [J]. 河海大学学报, 1993, (1): 9—14.
- [21] 尹华伟, 易伟建, 魏红卫. 横向推力单桩的动力非线性分析 [J]. 工程力学, 2006, (7): 99—104.
- [22] 肖晓春. 地震作用下土-桩-结构动力相互作用的数值模拟 [D]. 大连: 大连理工大学, 2003.
- [23] ASCE Standard 4-86. Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary on Standard for Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures. American Society of Civil Engineers, 1986.
- [24] 陈国兴. 土体-结构体系地震性能研究 [J]. 哈尔滨建筑大学学报, 1994, (5): 11—18.
- [25] 陈国兴. 土体-结构体系抗震性能整体分析方法与程序开发研究 [J]. 南京建筑工程学院学报, 1997, (2): 1—7.
- [26] 廖振鹏. 工程波动理论导论 [M]. 北京: 科学出版社, 2002.
- [27] Lysmer J, Udaka T, Tsai C-F, et al. FLUSH a computer program for approximate 3-D analysis

- of soil-structure systems [R]. Report No. EERC75-30, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1975.
- [28] 尚晓江, 苏建宇. Ansys LS-DYNA 动力分析方法与工程实例 [M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2006.
- [29] Kausel E, Roesset J M. Soil-structure-interaction problems for nuclear containment structures [A]//ASCE Power Division Specialty Conference [C]. Denver, USA, 1974.
- [30] Gutierrez J A. A substructure method for earthquake analysis of structure-soil interaction [R]. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA, 1976.
- [31] Gutierrez J A, Chopra A K. Evaluation of methods for earthquake analysis of soil-structure interaction [A]//Proceedings of the 6th World Conference on Earthquake Engineering [C]. New Delhi, 1977: 1—6.
- [32] Gutierrez J A, Chopra A K. A substructure method for earthquake analysis of structures including structure-soil interaction [J]. Journal of Earthquake Engineering and Structure Dynamics, 1978, (6): 51—69.
- [33] Lysmer J, Tabatabaie M B, Tajiran R, et al. SASSI-a system for analysis of soil-structure interaction [R]. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA, 1981.
- [34] Chih-Cheng C. Substructure subtraction method and dynamic analysis of pile foundations [D]. University of California, Berkeley, USA, 1998.
- [35] Tabatabaie-Raissi M. The flexible volume method for dynamic soil-structure interaction analysis [D]. University of California, Berkeley, USA, 1992.
- [36] Lee L K, Harrison H B. A theoretical study of the interaction of structure and foundations [J]. Journal of Structure Engineering, ASCE, 1970, (2): 177—197.
- [37] Novak M. Pile under dynamic loads [A]//Proceedings of the 2nd International Conference of Recent Advances in Geotechnical Earthquake and Soil Dynamics [C]. St. Louis, Missouri, USA, 1991, 3: 250—273.
- [38] 陈清军, 姜文辉, 李哲明. 桩-土接触效应及对桥梁结构地震反应的影响 [J]. 力学季刊, 2005, (4): 609—613.
- [39] Goodman R E, Taylor R L, Brekke T L. A model for the mechanics of jointed rock [J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 1968, (3): 638—659.
- [40] Desai C S, Zammzn M M, Lightner J G, et al. Thin layer element for interfaces and joints [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1984, (1): 19—43.
- [41] Clough G W, Duncan J M. Finite element analysis of retaining wall behavior [J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 1971, (SM12): 1657—1672.
- [42] 陈国兴, 谢君斐, 张克绪. 土与结构材料界面性状的研究概况 [J]. 世界地震工程, 1994, (4): 1—9.
- [43] 殷宗泽, 朱泓, 许国华. 土与结构材料接触面的变形及其数学模拟 [J]. 岩土工程学报, 1994, (3): 14—22.
- [44] 张嘎, 张建民. 粗粒土与结构接触面统一本构模型及试验验证 [J]. 岩土工程学报, 2005, (10): 1175—1179.
- [45] 张嘎, 张建民. 土与结构接触面弹塑性本构模型用于单桩与地基相互作用分析 [J]. 工程力学,

- 2006, (2): 72-77.
- [46] 张嘎, 张建民. 用接触面弹塑性损伤模型分析群桩基础 [J]. 清华大学学报, 2005, (6): 780-783.
- [47] 王满生, 周锡元, 胡丰贤. 桩土动力分析中接触模型的研究 [J]. 岩土工程学报, 2005, (6): 616-620.
- [48] By ABAQUS Inc. Analysis User's Manual.
- [49] Ning Hu. A solution method for dynamic contact programs [J]. Computers and Structures, 1997, (6): 1053-1063.
- [50] Bathe K J, Chaudhary A B. A solution method for planar and axisymmetric contact programs [J]. International Journal for the Numerical Method in Engineering, 1985, 21: 65-68.
- [51] Kanto Y, Yakawa G A dynamic contact buckling analysis by the penalty finite element method [J]. International Journal for the Numerical Method in Engineering, 1990, 29: 755-774.
- [52] Yamazaki K, Sakamoto J, Takumi S. Penalty method for three-dimensional elastic contact problems by boundary element method [J]. Computers and Structures, 1994, 52: 895-903.
- [53] 陈国兴, 杨伟林, 严新育, 等. 南京河西地区设计地震动研究 [J]. 地震工程与工程振动, 1999, (3): 17-25.
- [54] Lysmer J, Ostadan F, Chih-Cheng C. SASSI 2000 theoretical manual; A system for analysis of soil-structure interaction. Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, USA, 1999.
- [55] Lysmer J, Ostadan F, Chih-Cheng C. SASSI 2000 user's manual; A system for analysis of soil-structure interaction. Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, USA, 1999.
- [56] 陈国兴, 张菁莉. 深厚软弱地基上桩箱基础高层建筑地震反应特性数值模拟 [J]. 地震工程与工程振动, 2003, (2): 109-117.
- [57] 陈国兴, 朱定华, 何启智. GZZ-1 型自振柱试验机研制与性能试验 [J]. 地震工程与工程振动, 2003, (1): 110-114.
- [58] 陈国兴, 张菁莉. 深厚软弱地基上多层地下室-桩基-双塔高层建筑地震反应分析 [J]. 自然灾害学报, 2004, (1): 106-112.
- [59] 范重, 吴学敏. 带有双塔楼的高层建筑结构动力特性分析 [J]. 建筑结构学报, 1996, (12): 11-18.
- [60] 包世华, 王建东. 大底盘多塔楼连体结构的受力分析 [J]. 建筑结构, 1996, (11): 7-13.
- [61] 包世华, 王建东. 大底盘多塔楼连体结构的振动计算和动力特性 [J]. 建筑结构, 1997, (6): 40-44.
- [62] 黄坤耀, 孙炳楠, 楼文娟. 连体刚度对双塔连体高层建筑地震响应的影响 [J]. 建筑结构学报, 2001, (3): 21-26.
- [63] 王灵, 吕西林. 双塔楼弱连接连体高层建筑结构抗震性能研究 [J]. 四川建筑科学研究, 1999, (3): 48-51.
- [64] 范立础, 袁万诚, 胡世德. 上海南浦大桥纵向地震反应分析 [J]. 土木工程学报, 1992, (3): 2-8.
- [65] 胡世德, 范立础. 江阴长江公路大桥纵向地震反应分析 [J]. 同济大学学报, 1994, (4): 433-438.
- [66] Mylonakis G, Nikoloau A, Gazetas G. Soil-pile-bridge seismic interaction; Kinematic and inertial

- effects. Part I: Soft soil [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1997, (3), 337—359.
- [67] Zechlin E T, Chai Jianzhong. Nonlinear dynamic analysis of large diameter pile foundations for the Bay Bridge [J]. Geotechnical Special Publication, 1998, 2: 1223—1234.
- [68] Thavaraj T. Seismic analysis of pile foundations for bridges [D]. The University of British Columbia, Canada, 2000.
- [69] He Jiang. Seismic non-linear soil pile structure interaction of highway bridges in central and eastern United States [D]. The University of Memphis, Tennessee, USA, 2000.

第 11 章 土-结构动力相互作用对 TMD 减震控制的影响

TMD (tuned mass damper) 控制系统是在结构某一部位上设置一(些)惯性质量、弹簧和阻尼器系统,应用共振原理,对结构的振型加以控制。根据控制力的来源,TMD 可以分为主动控制(ATMD)和被动控制(PTMD)两种类型。ATMD 是通过在控制系统上施加一个与结构反应、TMD 反应有关的控制力来实现对结构的振动控制。Abdel (1979, 1984, 1987)^[1~3]较早开展了这方面的工作,并进行了长时间的研究。PTMD 无需外界能源支持,对结构能起到很好的控制效果,因而备受工程师们的重视。自 1970 年以来,许多高耸建筑物或塔上都设计安装了 PTMD 系统,例如,澳大利亚悉尼塔(见图 11-1)。通过对 PTMD 系统参数(质量、阻尼和刚度系数等)进行优化设计,可以改善 PTMD 的控制性能。林均歧和王云剑(1996)^[4]、Lin 和 Ueng (1999)^[5]

在这方面开展了一些有意义的工作。

当结构建立在刚性地基上时,基于刚性地基所设计的 TMD 控制系统可以有效地降低建筑结构的反应,且这种控制作用可以通过优化 TMD 控制系统参数进行调节,以减小结构的非线性变形,甚至将主体结构的变形限制在弹性范围内。然而,对于大多数的建筑物而言,其地基都不是刚性的。此时,高、柔建筑物与地基,尤其是软地基将产生强烈的相互作用(soil-structure interaction, SSI)。Xu 和 Kwok (1987)^[6]通过分析一幢 76 层的混凝土结构和一座高 370m 电视塔的 TMD 风振控制性能后发现:当地基土非常软时,TMD 不能有效地降低土与结构相互作用体系的反应;当地基土硬度适中时,为了发挥 TMD 的最佳阻尼性能,应使 TMD 的基频与 SSI 体系的基频接近,而不是与刚性地基条件下结构体系的基频接近;地基土越软,土的滞回特性和辐射特性对土与结构相互作用体系的阻尼影响越大。Wong 和 Luco (1987)^[7]认为 SSI 效应的存在使得上部结构及地基土的

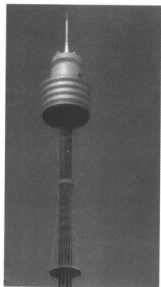


图 11-1 澳大利亚悉尼塔

动力特性发生变化,从而导致在刚性地基假定下设计的最佳结构控制体系在软土地基下未能体现出较好的控制效果。陈国兴和宰金珉等(1997)^[8]将土体-框架结构简化为二维问题,地基土视为黏弹性材料,框架结构简化为平面杆系非线性结构,以一幢实际的六层二跨框架结构为研究对象,探讨了 TMD 的减震特性及 SSI 效应对 TMD 减震效果的影响。结果表明:在一般地基条件下,SSI 效应显著降低结构在地震时的层间位移反应,幅度可达 10%~15%。当 TMD 的振动周期与相互作用体系的基本周期一致时,

TMD 才能发挥最佳效果, 否则 TMD 的减震效果将有不同程度的降低。陈国兴和王志华等 (2001, 2002)^[9,10] 设计并完成了考虑 SSI 效应的结构减震控制大型振动台模型试验, 对结构顶部 TMD 在刚性和软土地基条件下的控制性能进行了比较研究, 探讨了 SSI 效应对 TMD 控制性能的影响, 指出按刚性地基条件设计 TMD 控制系统参数, 可能使其在软土地基上达不到预期的设计目的, 甚至可能产生负面效应。吴京宁和楼梦麟 (1997)^[11]、楼梦麟和吴京宁 (2001)^[12] 开展了 SSI 效应对桩基础上的 TMD 控制系统和高柔结构上的 TMD 风振控制系统的影响研究, 其结论也反映了土-结构相互作用对 TMD 控制系统影响的规律。孙树民 (2001, 2002)^[13,14] 对考虑流体-桩-土-结构相互作用的海洋桩基平台上的 TMD 系统控制性能开展了研究, 并认为, 考虑流体-桩-土动力相互作用后, TMD 的控制效果有所下降。李忠献和张媛等 (2005)^[15] 认为, 对于建立在软土地基上的高层建筑, 采取类似于 ATMD 和 MTMD (multi-TMD) 的调谐类结构控制措施时, 必须考虑土-结构动力相互作用的影响。

综上所述, 土-结构动力相互作用可能使得针对上部结构振动特性设计的 TMD 控制系统达不到设计预期的控制效果。在实际应用中, 应考虑到具体的场地条件、结构型式等因素对 TMD 控制系统参数进行优化设计, 以保证 TMD 控制系统的可靠性和稳定性。若仅以上部结构振动特性作为设计 TMD 控制系统的依据, 忽略土-结构动力相互作用的影响, 则所设计的 TMD 系统的控制效率可能会受到一定程度的抑制。

11-1 TMD 减震控制的机理^[8]

11-1-1 刚性地基条件下 TMD 减震控制的机理

假设主体结构可以简化为一个单自由度体系, TMD 控制系统为另一个单自由度体系, 如图 11-2 所示。

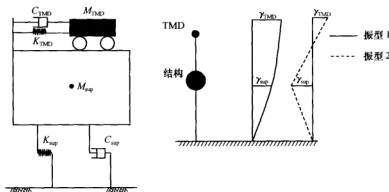


图 11-2 刚性地基上结构-TMD 控制体系

假设结构和 TMD 的固有圆频率分别为 ω_{eq} 和 ω_{TMD} , 则有

$$\omega_{\text{sup}} = \sqrt{\frac{K_{\text{sup}}}{M_{\text{sup}}}} \quad (11-1)$$

$$\omega_{\text{TMD}} = \sqrt{\frac{K_{\text{TMD}}}{M_{\text{TMD}}}} \quad (11-2)$$

因此, 结构-TMD 耦合体系的固有圆频率为

$$\omega_{1,2} = \frac{1}{2} \omega_{\text{sup}}^2 \left[1 + \alpha + \frac{\alpha}{\beta} \mp \sqrt{\left(1 + \alpha - \frac{\alpha}{\beta} \right)^2 + 4 \frac{\alpha^2}{\beta}} \right] \quad (11-3)$$

式中: α ——TMD 与结构的刚度比;

$$\alpha = \frac{K_{\text{TMD}}}{K_{\text{sup}}}$$

β ——TMD 与结构的质量比。

$$\beta = \frac{M_{\text{TMD}}}{M_{\text{sup}}}$$

若 $\omega_{\text{TMD}} \geq \omega_{\text{sup}}$, 则有

$$\omega_2 > \omega_{\text{TMD}} \geq \omega_{\text{sup}} > \omega_1 \quad (11-4)$$

TMD 与结构耦合体系的第一振型:

$$\gamma_{\text{TMD}} = 1, \quad 0 < \gamma_{\text{sup}} = \frac{\alpha}{1 + \alpha - \delta_1^2} < 1 \quad (11-5)$$

TMD 与结构耦合体系的第二振型:

$$\gamma_{\text{TMD}} = 1, \quad \gamma_{\text{sup}} = \frac{\alpha}{1 + \alpha - \delta_2^2} < -1 \quad (11-6)$$

式中: δ ——频率比。

$$\delta_{1,2} = \frac{\omega_{1,2}}{\omega_{\text{sup}}}$$

由式 (11-4) 可知

$$\delta_1 < 1, \quad \delta_2 > 1 \quad (11-7)$$

上述分析可知, TMD 与结构耦合体系的动力特性与结构的动力特性不同。式 (11-3) 显示, 耦合体系的频率与刚度比、质量比及结构的固有频率 ω_{sup} 等参数有关。因此, 当输入某一特定地震动时, 在一定范围内必然能找到 α 、 β 、 ω_{sup} 的一个合适的组合, 使得 TMD 与结构耦合体系的地震反应小于原结构的地震反应, 此时, 所设计的 TMD 控制系统对结构就起到了减震效果。对于不同的地震动输入, 同样也能找到一组不同的 α 、 β 、 ω_{sup} 组合。由此可见, TMD 是通过在结构某一位置上 (一般将 TMD 放置在结构顶部) 设置一个相对较小的质量、弹簧及阻尼体系, 改变原结构的动力特性, 从而达到减震目的。

以上分析表明, 刚性地基上 TMD 的减震效果与参数 α 、 β 、 ω_{sup} 的取值有关。对于给定的结构, ω_{sup} 是一定的, 因此, 参数 α 、 β 值是决定 TMD 减震效果的关键。当参数 α 、 β 值为最优组合时, 此时 TMD 的减震效果最好。

11-1-2 柔性地基条件下 TMD 减震控制的机理

假设地基-结构-TMD 体系由以下几个部分组成: 具有黏滞阻尼线弹性剪切型的上

部主体结构、TMD 控制系统、刚性基础、半空间地基,如图 11-3 所示。将结构与 TMD 看作是一个结构体系,则柔性地基上结构-TMD 体系的运动方程为

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{ss}^{s-T} \\ \mathbf{M}_{ff} \\ \mathbf{M}_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_{ss} \\ \ddot{\mathbf{u}}_{ff} \\ \ddot{\mathbf{u}}_{gg} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{ss}^{s-T} & \mathbf{C}_{sf}^{s-T} \\ \mathbf{C}_{fs}^{s-T} & \mathbf{C}_{ff} & \mathbf{C}_{fg} \\ \mathbf{C}_{gf} & \mathbf{C}_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_{ss} \\ \dot{\mathbf{u}}_{ff} \\ \dot{\mathbf{u}}_{gg} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ss}^{s-T} & \mathbf{K}_{sf}^{s-T} \\ \mathbf{K}_{fs}^{s-T} & \mathbf{K}_{ff} & \mathbf{K}_{fg} \\ \mathbf{K}_{gf} & \mathbf{K}_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_{ss} \\ \mathbf{u}_{ff} \\ \mathbf{u}_{gg} \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} \mathbf{E}_{ss}^{s-T} \\ \mathbf{E}_{ff} \\ \mathbf{E}_{gg} \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (11-8)$$

将式 (11-8) 的第一个方程展开,可得

$$\begin{aligned} & [\mathbf{M}_{ss}^{s-T}] \{\ddot{\mathbf{u}}_{ss}\} + [\mathbf{C}_{ss}^{s-T}] \{\dot{\mathbf{u}}_{ss}\} + [\mathbf{K}_{ss}^{s-T}] \{\mathbf{u}_{ss}\} \\ &= - [\mathbf{C}_{sf}^{s-T}] \{\dot{\mathbf{u}}_{ff}\} - [\mathbf{K}_{sf}^{s-T}] \{\mathbf{u}_{ff}\} - \{\mathbf{E}_{ss}^{s-T}\} \ddot{u}_g \end{aligned} \quad (11-9)$$

令

$$\{\mathbf{f}_{sf}(t)\} = [\mathbf{C}_{sf}^{s-T}] \{\dot{\mathbf{u}}_{ff}\} + [\mathbf{K}_{sf}^{s-T}] \{\mathbf{u}_{ff}\}$$

则式 (11-9) 转化为

$$\begin{aligned} & [\mathbf{M}_{ss}^{s-T}] \{\ddot{\mathbf{u}}_{ss}\} + [\mathbf{C}_{ss}^{s-T}] \{\dot{\mathbf{u}}_{ss}\} + [\mathbf{K}_{ss}^{s-T}] \{\mathbf{u}_{ss}\} \\ &= - \{\mathbf{E}_{ss}^{s-T}\} \ddot{u}_g - \{\mathbf{f}_{sf}(t)\} \end{aligned} \quad (11-10)$$

上述各式中,上标 s-T 表示结构-TMD 体系;下标 s、f、g 分别表示上部结构、基础和柔性地基;下标 fg 或 gf、sf 或 fs 分别表示结构底部与基础、基础底面与地基的接触面。

比较式 (11-9) 和式 (11-10) 可以看出,SSI 效应对结构-TMD 体系动力反应的影响相当于在结构与基础接触面上施加了附加的动作用力 $\{\mathbf{f}_{sf}(t)\}$,这使得结构-TMD 体系的动力反应与刚性地基条件下所得结果不同。显然, $\{\mathbf{f}_{sf}(t)\}$ 的作用大小除了与输入地震动特性有关外,还与场地条件、上部结构和基础的动力特性等因素有关。因此,刚性地基条件下设计的 TMD 控制系统在柔性地基条件下的减震作用要视 $\{\mathbf{f}_{sf}(t)\}$ 的情况而定。

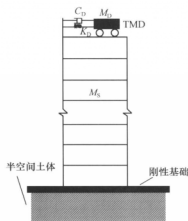


图 11-3 地基-结构-TMD 体系

11-2 考虑土-结构动力相互作用的 TMD 减震特性

20 世纪 90 年代初,作者开始关注国内外考虑土-结构动力相互作用对结构减震控制影响的研究,并在国内最早开展了考虑 SSI 效应的 TMD 减震控制方面的研究工作。早期的研究基于作者发展的整体分析混合有限元法和自行开发的 CSSI-2D 软件(见 10-4 节)所进行的数值模拟,主要包括两部分内容:考虑 SSI 效应的 TMD 减震特性二维数值模拟,以及考虑 SSI 效应的 TMD 控制性能随机反应分析^[8,16]。

11-2-1 考虑 SSI 效应的 TMD 减震控制特性时域分析^[8]

采用 CSSI-2D 软件对一实际框架结构在考虑 SSI 效应后无控和受控状态下的地震反应进行分析,通过比较无控和受控状态下主体框架的地震反应,初步探讨了 SSI 效应

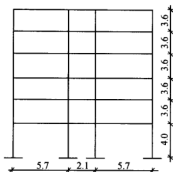


图 11-4 结构模型示意图 (单位: m)

对结构 TMD 控制性能的影响。

1. 计算模型

以三跨六层钢筋混凝土结构为研究对象, 将土-上部结构体系简化为平面模型, 上部结构取一榀框架, 结构模型示意图如图 11-4 所示。梁的混凝土强度等级为 C20, 柱的混凝土强度等级为 C25, 各梁、柱的截面及配筋情况见表 11-1。结构按设防烈度 8 度、II 类场地土、设计地震分组第一组进行抗震设计。假设基础为刚性, 截面尺寸高×宽取为 1.5m×1.7m。

表 11-1 框架结构杆件信息一览

杆件名称	截面 $b \times h$ /mm ²	配筋	杆件名称	截面 $b \times h$ /mm ²	配筋	杆件名称	截面 $b \times h$ /mm ²	配筋
六层大梁	250×600	上部 3 ϕ 14 下部 4 ϕ 14	四层过梁	250×400	上部 4 ϕ 18 下部 2 ϕ 22+2 ϕ 18	二层边柱	500×500	每侧 4 ϕ 16
五层大梁	250×650	上部 4 ϕ 14 下部 2 ϕ 22+2 ϕ 19	三层过梁	250×400	上部 2 ϕ 22+2 ϕ 18 下部 4 ϕ 22	一层边柱	500×500	每侧 4 ϕ 25
四层大梁	250×650	上部 4 ϕ 18 下部 4 ϕ 22	二层过梁	250×400	上部 4 ϕ 22 下部 2 ϕ 22+2 ϕ 25	六层中柱	450×450	每侧 4 ϕ 14
三层大梁	250×650	上部 4 ϕ 22 下部 4 ϕ 25	一层过梁	250×400	上部 4 ϕ 22 下部 2 ϕ 22+2 ϕ 25	五层中柱	450×450	每侧 4 ϕ 14
二层大梁	250×650	上部 2 ϕ 22+2 ϕ 25 下部 6 ϕ 22	六层边柱	450×450	每侧 4 ϕ 14	四层中柱	450×450	每侧 4 ϕ 14
一层大梁	250×650	上部 4 ϕ 22 下部 4 ϕ 25	五层边柱	450×450	每侧 4 ϕ 14	三层中柱	500×500	每侧 4 ϕ 14
六层过梁	250×400	上部 2 ϕ 14 下部 3 ϕ 14	四层边柱	450×450	每侧 4 ϕ 14	二层中柱	500×500	每侧 4 ϕ 14
五层过梁	250×400	上部 3 ϕ 14 下部 2 ϕ 18+2 ϕ 14	三层边柱	500×500	每侧 4 ϕ 16	一层中柱	500×500	每侧 4 ϕ 22

地基土条件以土层剪切波速 v_s 表示, 剪切波速 v_s 随土层深度 H 的变化表示为

$$v_s = aH^b \quad (11-11)$$

为考虑土层软硬程度的影响, 选取两种场地土条件, 并与不考虑 SSI 效应的情况进行对比分析。定义两种场地土条件为: ① 硬土场地: $a=160$, $b=0.30$; ② 软土场地: $a=120$, $b=0.30$ 。

为了研究结构在不同地震动强度下的反应特性, 地震动强度水平取为小震、中震和大震三种情况。根据文献 [17], 按 8 度抗震设防时小震、中震和大震的设计地震动峰值加速度可取为:

小震: $a_{\max} = 70 \text{ cm/s}^2$;

中震: $a_{\max} = 200 \text{ cm/s}^2$;

大震: $a_{\max} = 400 \text{ cm/s}^2$ 。

输入地震动采用 El-Centro 地震加速度记录,但峰值加速度按计算要求作相应的调整。

在考虑 SSI 效应时,地基土作为弹性介质处理,土的阻尼比 $\lambda=0.05$ 。需要说明的是,将地基土作为弹性介质处理主要基于两方面的考虑:一是研究目的在于揭示 SSI 效应对 TMD 控制性能影响的现象,侧重定性认识;二是为避免后文的结构控制计算与对比分析中的大量数值计算。

2. 无 TMD 控制的多层框架结构地震反应

对于混凝土建筑物,层间位移是建筑物安全性的重要指标。因此,图 11-5 和图 11-6 分别给出了三种场地条件、三个地震动强度水平共九种组合情况下楼层的层间位移和最大位移。可以看出,地基土越软,楼层的层间位移反应越小;反之,楼层的层间位移反应越大。这一现象体现了 SSI 效应对结构地震反应影响的一般规律。可以认为,SSI 效应对多层框架结构的地震反应起到了减震的作用,这一现象在后续振动台模型试验中得到了验证。现行规范或工程实践中对一般工程忽略 SSI 效应的影响主要也是基于对上述现象的认识。

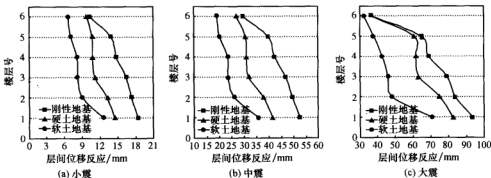


图 11-5 多层框架结构的层间位移反应

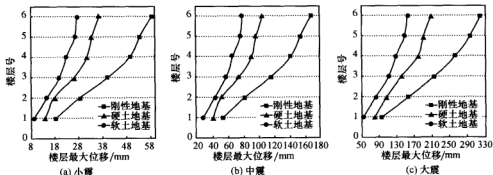


图 11-6 多层框架结构的楼层最大位移反应

理论上,若相互作用体系的振动周期与输入地震波的卓越周期接近,则相互作用体系的地震反应大;反之,若相互作用体系的振动周期远离输入地震波的卓越周期,则体系的地震反应相对较小。图 11-5 和图 11-6 中,地基越刚,楼层层间位移或最大位移越大。由此可认为,输入地震动的卓越周期与刚性地基上结构体系的振动周期最接近,楼层地震反应最大;由于 SSI 效应的存在,软土地基-结构体系的刚度最小,振动周期相对较长,最远离输入地震动的卓越周期,故而楼层地震反应最小。

3. 场地条件对 TMD 减震控制性能的影响

TMD 系统的质量为 10 t,约为建筑结构总质量的 1.5%,安装在建筑结构的顶层。考虑 TMD 控制系统的振动周期分别与上部结构的振动周期一致 ($T=0.60\text{s}$)、与上部结构-硬土体系的振动周期一致 ($T=0.70\text{s}$)、与上部结构-软土体系的振动周期一致 ($T=0.83\text{s}$) 三种情况,对 TMD 控制系统的振动周期、场地条件和输入地震动水平的 27 种不同组合进行数值模拟分析,楼层层间位移反应的比较结果如图 11-7~图 11-9 所示。

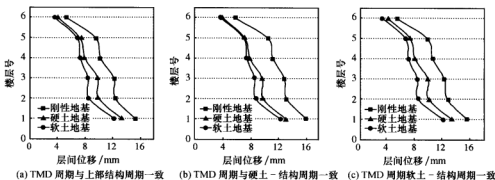


图 11-7 小震时场地条件对 TMD 减震控制性能的影响

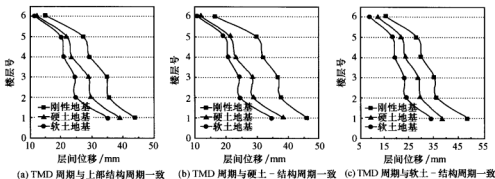


图 11-8 中震时场地条件对 TMD 减震控制性能的影响

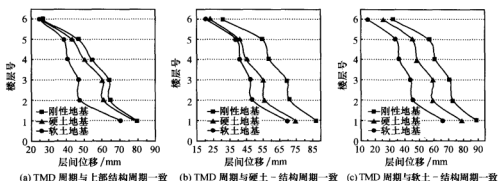


图 11-9 大震时场地条件对 TMD 减震控制性能的影响

由此看出：地基土越软，建筑结构在遭遇地震时的反应越小，且随着 TMD 的振动周期逐步由与上部结构的振动周期趋向一致（TMD 的周期 $T=0.60$ s）而转向与软土-上部结构体系的振动周期趋向一致（TMD 的周期 $T=0.83$ s），这种情况表现得越明显。

图 11-10 给出大震、场地条件相同时不同振动周期的 TMD 控制系统减震效应的比较。可以看出，当 TMD 的振动周期与受控相互作用结构体系的振动周期越接近，楼层的层间位移反应越小，TMD 的控制效果越好。可以想象，按刚性地基假设设计的 TMD 控制系统在刚性地基上具有很好的减震效果 [见图 11-10 (a)]，而在软土地基上，采用 TMD 控制系统对主体结构的振动进行控制时，TMD 的控制参数（这里指 TMD 的振动周期）设计应与整个相互作用体系的振动周期一致才能达到最好的控制效果 [见图 11-10 (c)]。

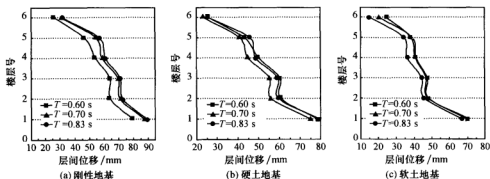


图 11-10 大震时 TMD 振动周期对多层框架结构的层间位移反应的影响

4. SSI 效应对 TMD 减震控制性能的影响

以楼层的层间位移减幅 η 表征 TMD 的控制性能，可定义为

$$\eta = \frac{S_{\text{con}} - S_{\text{an}}}{S_{\text{an}}} \times 100\% \quad (11-12)$$

式中: S_{non} ——无 TMD 控制时框架结构的层间位移;

S_{con} ——有 TMD 控制时与 S_{non} 相应的楼层层间位移。

为说明问题, 这里对两种 TMD 的振动周期 (与刚性地基-结构体系振动周期一致、与软土地基-结构体系振动周期一致)、两种地基条件 (刚性地基、软土地基) 和两种地震动水平 (小震、大震) 作用下的计算结果进行比较。

TMD 的振动周期与刚性地基-结构体系振动周期一致时, 大震和小震、刚性地基和软土地基条件各组合工况下框架结构楼层层间位移减幅的比较结果见图 11-11。由图可见, 当输入地震动强度相同时, 与刚性地基条件相比, 软土地基条件下 TMD 的减震效果明显地降低; 如按刚性地基条件设计 TMD 的固有周期 (与刚性地基-结构体系的振动周期一致), 则实际存在的 SSI 效应会降低 TMD 的控制性能。反观图 11-12, 如考虑 SSI 效应的影响设计 TMD 的性能参数, 则 TMD 的控制效果会有所提高。从本算例看, 大震时考虑 SSI 效应的影响设计 TMD 控制性能参数显得更加重要。此外, 控制建筑结构地震反应的 TMD 系统设置在结构顶层时, 结构顶层的层间位移减幅一般都较大, 而底层的层间位移减幅较小; 对于软土地基条件, 某些中间楼层的层间位移反而增大了。

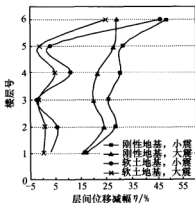


图 11-11 TMD 与刚性地基-结构体系
振动周期一致

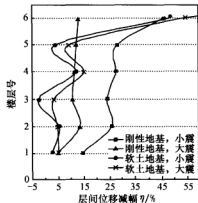


图 11-12 TMD 与软土地基-结构体系
振动周期一致

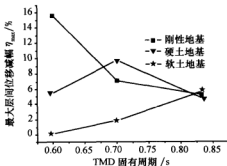


图 11-13 大震时结构最大层间位移减幅

地震时建筑结构的最大层间位移可作为衡量 TMD 控制性能的重要指标。对于框架结构, 最大层间位移一般出现在底层。图 11-13 给出了大震时不同地基条件下 TMD 系统的振动周期对框架结构最大层间位移减幅的影响。最大层间位移减幅 η_{max} 可用式 (11-13) 计算。

$$\eta_{\text{max}} = \frac{S_{\text{non}}^{\text{max}} - S_{\text{con}}^{\text{max}}}{S_{\text{non}}^{\text{max}}} \times 100\%$$

(11-13)

式中: $S_{\text{non}}^{\text{TMD}}$ ——无 TMD 控制时框架结构的最大层间位移反应;

$S_{\text{non}}^{\text{TMD}}$ ——有 TMD 控制时框架结构相应于 $S_{\text{non}}^{\text{TMD}}$ 的最大层间位移反应。

可以看出, 当 TMD 的振动周期与受控体系的振动周期趋向一致时, 最大层间位移减幅相对较大, TMD 系统的控制性能得到较好的发挥。当 TMD 的振动周期与上部结构的振动周期一致, 刚性地基条件下框架结构的最大层间位移减幅最大, 达到 15.6%; 此时, 该 TMD 系统在硬土地基和软土地基条件下的控制效果不明显。如按刚性地基条件设计 TMD 系统的振动周期, 则大震时在软土地基条件下框架结构的最大层间位移减幅只有 0.14%, 几乎完全丧失减震作用。这说明, 要发挥 TMD 系统的振动控制作用, 必须根据地基条件设计 TMD 系统的振动周期; 否则, TMD 将达不到抑制建筑结构地震反应的预期目的, 有可能只成为一种摆设。

图 11-14 反映了在三种 TMD 振动周期、三种地基土情况下, 大震时框架结构的最大层间位移减幅的最大、最小值。可以看出, 采用 TMD 系统进行结构减震控制时, 即使对 TMD 系统的振动周期进行优化调整, 随着地基土刚度的降低, 按刚性地基、硬土地基、软土地基顺序, 大震时 TMD 系统的减震效果逐步降低, 分别为 15.6%、9.8%、5.6%。因此, 如果建筑结构建在软弱场地上, 有必要对采用 TMD 系统的经济费用与减震控制效果进行合理的评价, 以确定是否值得在建筑结构上设置 TMD 控制系统。从图 11-14 还可看出, 对每一种地基条件, 对 TMD 控制系统的振动周期进行优化调整之后, TMD 系统的减震效果均有较大幅度地提高。这表明, 不考虑实际的地基条件, 一律按刚性地基条件确定 TMD 系统的振动周期是不合适的。

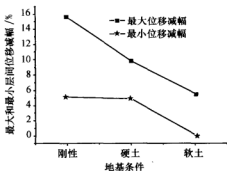


图 11-14 大震时结构最大和最小层间位移减幅

11-2-2 考虑 SSI 效应的 TMD 减震控制特性随机分析^[16]

无论是地震的发生时间和地点, 还是地震动强度、频谱和持续时间等, 都具有随机性。因此, 为了考虑地震动的不确定性影响, 探究随机地震动作用下 SSI 效应对 TMD 系统对高层建筑结构减震控制效果的影响是非常必要的。这里, 地基-高层建筑结构-TMD 控制系统体系的随机地震反应分析采用 7-3 节的随机地震反应确定性分析法。

1. 计算模型

某两跨 12 层的高层建筑结构, 柱网尺寸 6.0 m × 3.6 m, 层高 2.8 m。柱截面尺寸如下: 1~4 层中柱 400 mm × 700 mm, 5~12 层中柱 400 mm × 500 mm, 边柱均为 400 mm × 400 mm, 柱的混凝土强度等级 C30。标准层的重力荷载代表值为 12 kN/m², 顶层为 8.4 kN/m²。基础采用厚筏板基础, 基础横截面的宽 × 高为 16.0 m × 1.0 m。假

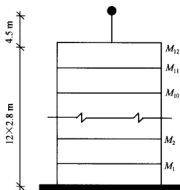


图 11-15 结构-TMD 体系计算模型

定采用 TMD 控制系统后建筑结构在地震时处于弹性状态。TMD 控制系统用一个单质点的弹簧振子表示，安置于建筑结构的顶层，弹簧刚度和振子质量分别为建筑结构顶层的 1% 和 20%，阻尼比为 20%。整个结构-TMD 系统的计算简图如图 11-15 所示。

在随机地震反应分析中，采用 Penzien “双过滤” 加速度功率谱密度模型表征地震动的强度和频谱特征，即

$$S(\omega) = \frac{1 + 4\lambda_g^2 \frac{\omega^2}{\omega_g^2}}{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_g^2}\right)^2 + 4\lambda_g^2 \frac{\omega^2}{\omega_g^2}} \frac{\frac{\omega^4}{\omega_f^4}}{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_f^2}\right)^2 + 4\lambda_f^2 \frac{\omega^2}{\omega_f^2}} S_0 \quad (11-14)$$

式中： ω_g ——场地土层的卓越频率；

λ_g ——场地土层的阻尼比；

S_0 ——基岩白噪声谱。

ω_f 、 λ_f ——低频滤波的频率和阻尼参数。

2. 刚性地基条件下 TMD 减震控制性能

选择如下六组 Penzien “双过滤” 加速度功率谱密度模型参数，其中， E_{04} 、 E_{05} 、 E_{06} 三组地震动参数的卓越频率 ω_g 和阻尼比 λ_g 分别与前三组地震动参数相同，只是将 S_0 值放大 4 倍，其目的是将输入地震动的能量增加 1 倍，以考察输入地震动强度的影响。地震动持续时间均取为 15 s，六组地震动加速度功率谱密度参数如下：

$$E_{01}: \omega_g = 8.5\pi \text{ rad/s}, \lambda_g = 0.40, S_0 = 11.36 \text{ cm}^2/\text{s}^3$$

$$E_{02}: \omega_g = 5.5\pi \text{ rad/s}, \lambda_g = 0.45, S_0 = 17.89 \text{ cm}^2/\text{s}^3$$

$$E_{03}: \omega_g = 3.5\pi \text{ rad/s}, \lambda_g = 0.50, S_0 = 32.60 \text{ cm}^2/\text{s}^3$$

$$E_{04}: \omega_g = 8.5\pi \text{ rad/s}, \lambda_g = 0.40, S_0 = 45.44 \text{ cm}^2/\text{s}^3$$

$$E_{05}: \omega_g = 5.5\pi \text{ rad/s}, \lambda_g = 0.45, S_0 = 62.56 \text{ cm}^2/\text{s}^3$$

$$E_{06}: \omega_g = 3.5\pi \text{ rad/s}, \lambda_g = 0.50, S_0 = 130.0 \text{ cm}^2/\text{s}^3$$

为了衡量 TMD 的控制效率，定义 R_a 和 R_d 如下：

$$R_a = \frac{\mu_a - \mu_{at}}{\mu_{at}} \times 100\% \quad (11-15a)$$

$$R_d = \frac{\mu_d - \mu_{dt}}{\mu_{dt}} \times 100\% \quad (11-15b)$$

式中： R_d 、 R_a ——楼层的相对位移和绝对加速度反应减幅；

μ_a 、 μ_d ——无 TMD 控制时上部结构楼层绝对加速度和相对位移反应峰值的平均值；

μ_{at} 、 μ_{dt} ——采用 TMD 控制后上部结构楼层绝对加速度和相对位移反应峰值的平均值。

图 11-16 给出了楼层相对位移反应峰值减幅 R_d 和绝对加速度反应峰值减幅 R_a (E_{04} 、 E_{05} 、 E_{06} 三组地震动输入时的结果分别与对应的 E_{01} 、 E_{02} 、 E_{03} 三组地震动输入时相同)。这表明, TMD 系统对高层建筑的减震作用主要体现在减小楼层的相对位移反应, 楼层相对位移的减幅约为 30%~50%, 与输入地震动的频谱特性有关; 此外, 在刚性地基条件下, TMD 系统对高层建筑上部楼层的减震作用要比对下部楼层的大一些。从上述结果看, 刚性地基条件下 TMD 系统对高层建筑的地震反应具有较好的控制作用。

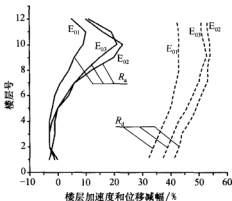


图 11-16 楼层 R_a 和 R_d 的比较

3. 柔性地基条件下 TMD 减震控制特性

场地软硬程度以剪切波速 v_s (m/s) 表示, 三个场地的土体剪切波速与土层深度 H (m) 的关系如下:

硬土地 S_{01} : $v_s = 160H^{0.3}$;

软土地 S_{02} : $v_s = 120H^{0.3}$;

极软土地 S_{03} : $v_s = 80H^{0.3}$ 。

随机地震动模型参数的选择应考虑场地条件, 场地越软弱, 随机地震动模型中反映场地条件的参数 ω_k 值应越小, λ_k 值应越大。这样, 对场地条件和随机地震动模型参数组合了六种情况: E_{01} , S_{01} ; E_{04} , S_{01} ; E_{02} , S_{02} ; E_{05} , S_{02} ; E_{03} , S_{03} ; E_{06} , S_{03} 。对这六种组合情况均作无 TMD 控制和有 TMD 控制的对比计算。计算中, 土的动力本构模型采用 4-4 节的等效线性黏弹性模型, 土的动剪切模量按式 (4-59) 确定, 其参数取为: $A=1.375$ 、 $B=0.413$ 、 $\gamma_r=4.0 \times 10^{-4}$, 土的阻尼比按式 (4-60) 确定, 其参数取为: $\lambda_0=0.20$, $\beta=0.874$ 。

按 7-2 节的场地地震反应频域分析法, 通过“单列土柱”的地震动反演分析, 可将上述地面地震动加速度功率谱反演得到相应的基岩地震动加速度功率谱; 再将此基岩地震动加速度功率谱作为地基-高层建筑结构-TMD 控制系统体系地震反应分析的输入地震动加速度功率谱。

上述 6 种组合情况的计算结果如表 11-2 所示。表中 E_{01} 、 S_{01} 表示输入地震动参数编号为 E_{01} 、场地条件编号为 S_{01} , 其余类推。 μ_a 和 μ_d 分别为考虑 SSI 效应、无 TMD 控制系统时楼层的绝对加速度和相对位移反应峰值的平均值, R_a 和 R_d 的定义同式 (11-15), 其区别在于这里考虑了 SSI 效应的影响。

表 11-2 柔性地基条件下高层建筑结构上 TMD 减震特性

地震情况 场地条件	项 目	楼 层 号											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
E_{01}, S_{01}	$\mu_a/(m/s^2)$	0.94	1.04	1.09	1.20	1.22	1.18	1.19	1.08	1.08	1.12	1.19	1.54
	$R_a/\%$	1.0	1.0	1.0	2.0	3.0	4.0	6.0	9.0	12.0	14.0	13.0	9.0
	μ_d/cm	1.49	2.52	3.59	4.67	6.29	7.85	9.34	10.8	12.1	13.4	14.5	15.4
	$R_d/\%$	25.0	27.0	28.0	30.0	31.0	32.0	33.0	33.0	33.0	33.0	32.0	31.0
E_{04}, S_{01}	$\mu_a/(m/s^2)$	1.90	2.06	2.13	2.39	2.39	2.31	2.33	2.08	2.10	2.18	2.29	2.99
	$R_a/\%$	1.0	1.0	1.0	2.0	2.0	3.0	5.0	8.0	11.0	12.0	12.0	8.0
	μ_d/cm	2.99	4.97	7.01	9.07	12.1	15.1	17.9	20.6	23.1	25.5	27.7	29.5
	$R_d/\%$	24.0	26.0	27.0	28.0	29.0	30.0	30.0	31.0	30.0	30.0	29.0	29.0
E_{02}, S_{02}	$\mu_a/(m/s^2)$	0.98	1.08	1.15	1.26	1.37	1.35	1.25	1.22	1.31	1.37	1.41	1.83
	$R_a/\%$	2.0	1.0	1.0	2.0	3.0	5.0	8.0	11.0	12.0	14.0	13.0	9.0
	μ_d/cm	2.80	4.41	6.09	7.80	10.3	12.7	15.1	17.3	19.4	21.3	25.1	24.5
	$R_d/\%$	19.0	20.0	20.0	20.0	21.0	21.0	21.0	21.0	21.0	20.0	20.0	20.0
E_{05}, S_{02}	$\mu_a/(m/s^2)$	1.90	2.06	2.19	2.44	2.55	2.43	2.36	2.27	2.39	2.54	2.57	3.38
	$R_a/\%$	1.0	1.0	1.0	1.0	3.0	4.0	6.0	9.0	10.0	11.0	10.0	7.0
	μ_d/cm	5.95	9.00	12.2	15.4	20.7	24.6	28.9	33.1	37.1	40.7	44.1	46.9
	$R_d/\%$	18.0	18.0	18.0	18.0	19.0	19.0	19.0	18.0	18.0	18.0	17.0	17.0
E_{03}, S_{03}	$\mu_a/(m/s^2)$	0.98	1.02	1.06	1.10	1.14	1.16	1.17	1.20	1.19	1.24	1.40	1.72
	$R_a/\%$	1.0	1.0	2.0	2.0	3.0	4.0	5.0	7.0	8.0	9.0	7.0	5.0
	μ_d/cm	5.22	7.15	9.18	11.3	14.2	17.1	19.9	22.6	25.1	27.5	29.7	31.6
	$R_d/\%$	9.0	9.0	9.0	10.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	8.0	8.0
E_{06}, S_{03}	$\mu_a/(m/s^2)$	1.64	1.70	1.80	1.99	1.95	2.00	2.18	2.22	2.15	2.17	2.45	3.07
	$R_a/\%$	1.0	1.0	2.0	2.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	6.0	5.0	4.0
	μ_d/cm	11.7	15.4	19.3	23.4	28.9	34.4	39.8	44.9	49.9	54.5	58.7	62.5
	$R_d/\%$	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	5.0	5.0

由于存在 SSI 效应, 柔性地基条件与刚性地基条件的高层建筑结构地震反应存在显著的差别。一般地, SSI 效应使高层建筑结构(无 TMD 系统)的地震反应减小, 其减小的幅度与场地条件和输入地震动特性有关。就楼层的相对位移反应而言, SSI 效应不明显, 减少的幅度一般不超过 10%, 输入地震动强度对 SSI 效应的影响不明显, 仅仅是增加或减少的幅度略大一点而已; 在极软场地条件下, 高层建筑中下部楼层的相对位移反应可能增加。就楼层的绝对加速度反应而言, 对于硬土场地, SSI 效应使楼层绝对加速度反应减小的幅度较小, 一般不超过 10%; 场地土硬、输入地震动强度较小, SSI 效应不明显; 对软土情况, SSI 效应明显, 楼层的绝对加速度反应可以减小 15%~20%; 在极软土场地条件下, SSI 效应的影响很显著, 楼层的绝对加速度反应可以减小约 30%~40%。可以认为, 场地越软、输入地震动强度越大, SSI 效应表现得越为明显, SSI 效应对高层建筑地震反应的减震作用也更为明显。

对于柔性地基条件, TMD 系统对高层建筑的减震控制作用主要表现为楼层相对位移的减小, 其减小的幅度与输入地震动特性及场地土的软硬有关。图 11-17 给出不同场地条件、不同输入地震动下楼层相对位移减幅的比较。可以看出, TMD 系统对高层建

筑楼层相对位移的控制效果随着输入地震动强度的增加而降低；输入地震动强度越大，场地土越软，TMD 系统对楼层相对位移的控制效果越差。这说明，输入地震动水平越高、场地土越软，SSI 效应对 TMD 系统控制性能的影响显著。对于楼层的绝对加速度反应，除高层建筑中上部楼层减小约 10% 外，其余楼层的减小幅度很小。从图 11-18 可以看出，与刚性地基相比，SSI 效应使 TMD 系统对高层建筑的减震作用减小；在相同的输入地震动强度下，对硬土地基条件，楼层的相对位移减幅从 32%~43% 降低到 24%~33%；对软土地基条件，楼层的相对位移减幅从 40%~54% 降低到 17%~20%，

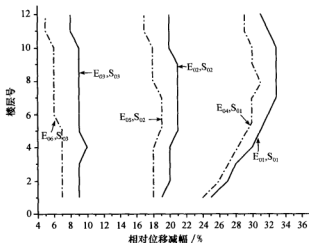


图 11-17 不同场地条件和输入地震动水平下楼层相对位移减幅比较

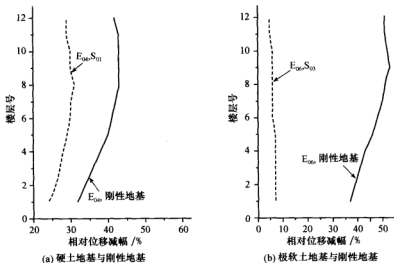


图 11-18 SSI 效应对 TMD 控制性能影响

对极软土地基条件,楼层的相对位移减幅从 36%~52%降低到 5%~10%。这一现象说明,对于中硬地基条件,TMD 系统对高层建筑具有可观的减震作用;但对软弱地基条件,TMD 系统的减震作用不明显。因此,采用 TMD 系统作为高层建筑减震控制措施时应考虑 SSI 效应的影响。

从上述分析可以得到如下结论:

(1) TMD 系统对高层建筑楼层的相对位移反应起到一定的减震作用,其减小幅度与场地条件、输入地震动特性有关。

(2) SSI 效应降低 TMD 系统的减震控制效果,且场地越软、输入地震动水平越高,SSI 效应对 TMD 系统减震控制效果的影响越显著。

11-3 土-结构动力相互作用振动台试验的模型设计

任何工程问题的研究仅仅依赖于理论研究和数值分析是不够的。理论研究和数值分析结果的合理性、可靠性还须接受工程实践的检验或者试验的验证,才能用于指导工程结构的设计。由于地震发生的偶然性和突然性,人们往往难以得到地震时的有效原型观测数据。因此,现实的选择是通过一个能够模拟地震过程的高精度物理模型试验对理论研究和数值分析结果进行验证,进而对理论和数值分析方法加以完善和改进。现有的用于结构动力反应的小比例尺物理模型试验方法主要有振动台试验和离心机试验。

振动台试验具有不同于其他动力试验的特点。它能再现各种形式的地震波,为试验的多波输入分析提供了可能。它可以模拟若干次地震现象的初震、主震及余震的全过程,因此可以了解试验结构在相应各个阶段的力学性能,可以直观了解和认识地震过程中结构破坏现象和破坏特征。此外,振动台试验还可以按照工程实践的要求,借助于人工地震波合成技术,模拟不同场地条件的地震动特征^[18]。自 20 世纪 80 年代以来,振动台试验的应用逐渐由结构工程领域扩展到岩土地震工程领域,并发展为土-结构动力相互作用问题研究的重要技术手段。

由于土的“参与”,土-结构动力相互作用振动台试验与一般结构抗震振动台试验有很大的区别。主要表现在:① 结构抗震试验仅需进行结构相似关系设计,而土-结构动力相互作用振动台试验还需进行基础、地基土的相似关系设计;② 由于地基土为散粒体,无法固定于台面,因此,进行土-结构动力相互作用振动台试验时需要设计一个盛土容器,即土箱;③ 土体为散粒体,且往往含水,故试验采用的量测设备有所区别。正因如此,土-结构动力相互作用振动台试验的模型设计有其特殊的要求,主要包括模型的相似关系设计(结构模型和地基土模型)及土箱的设计和制作。

11-3-1 土-结构动力相互作用振动台试验的模型相似关系

由于土-结构动力相互作用振动台试验多为缩尺模型试验,因而在模型制作和试验前需要对结构和地基土模型的相似关系进行设计,并要求模型结构和原型结构的几何尺寸、材料性能、荷载条件保持一定的比例关系,以尽可能使模型结构和原型结构的振动特性和动力反应一致。就土-结构动力相互作用振动台试验而言,模型的相似关系设计

包括结构（上部结构和基础）模型相似关系和地基土相似关系两个方面。

1. 结构模型的相似

结构模型的相似关系设计需要经过以下几个过程：① 选取模型类型和模型制作材料；② 确定模型相似要求或相似条件；③ 确定相似系数，完成相似关系设计。目前，确定结构模型的相似关系主要有两种方法：控制方程法和量纲分析法。

当待求问题的函数方程已知时，各相似系数之间满足的相似条件可通过分析控制方程式得出，这种方法称为控制方程法。例如，对端部作用有一集中力的悬臂梁问题，如图 11-19 所示，在保证几何相似的基础上，可通过弯矩、挠度控制方程导出模型和原型应满足的相似条件，继而得到弯矩、挠度等变量的相似系数。

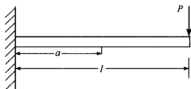


图 11-19 端部受集中力作用的悬臂梁

根据材料力学原理，原型悬臂梁 a_p 处矩形截面上的弯矩和挠度可表示为

$$M_p = P_p(l_p - a_p) \quad (11-16a)$$

$$f_p = \frac{P_p a_p^2}{6E_p I_p} (3l_p - a_p) \quad (11-16b)$$

式中：下标 p——表示原型结构；

E 、 I ——材料弹性模量和梁截面惯性矩。

模型结构和原型结构的几何尺寸、材料性能、荷载条件等物理量的相似关系定义为

$$\lambda_X = \frac{X_m}{X_p} \quad (11-17)$$

式中： λ_X ——模型结构和原型结构的物理量 X 的相似关系；

下标 m——代表模型结构。

当要求模型与原型相似时，则首先要满足几何相似，由式 (11-17) 有

$$\lambda_l = \frac{l_m}{l_p} = \frac{a_m}{a_p} \quad (11-18a)$$

$$\lambda_l^3 = \frac{I_m}{I_p} \quad (11-18b)$$

同时要求材料的弹性模量和荷载相似，即

$$\lambda_E = \frac{E_m}{E_p} \quad (11-18c)$$

$$\lambda_P = \frac{P_m}{P_p} \quad (11-18d)$$

将式 (11-18) 代入式 (11-16)，则模型梁上 a_m 处的弯矩 M_m 和挠度 f_m 可表示为

$$M_m = \frac{\lambda_M}{\lambda_P \lambda_l} P_m (l_m - a_m) \quad (11-19a)$$

$$f_m = \frac{\lambda_P \lambda_E \lambda_l}{\lambda_P} \cdot \frac{P_m a_m^2}{6 E_m I_m} (3 l_m - a_m) \quad (11-19b)$$

比较式 (11-19) 和式 (11-16), 要使模型和原型结构的弯矩和挠度相似, 则应有

$$\frac{\lambda_M}{\lambda_P \lambda_l} = 1 \Rightarrow \lambda_M = \lambda_P \lambda_l \quad (11-20a)$$

$$\frac{\lambda_P \lambda_E \lambda_l}{\lambda_P} = 1 \Rightarrow \lambda_f = \frac{\lambda_P}{\lambda_E \lambda_l} \quad (11-20b)$$

式 (11-20) 中的前一个等号表示了弯矩和挠度相似条件, 通过变换该相似条件, 可得到弯矩和挠度的相似系数。这样, 在确定了几何相似系数、材料相似系数和荷载条件相似系数后, 弯矩和挠度的相似系数就可以计算确定。

对于动力模型, 同样可以根据控制方程导出其他物理量的相似关系。如一个单自由度质点遭遇地震时的强迫振动, 其振动微分方程可表示为

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g$$

式中: m 、 c 、 k ——质点的质量、阻尼和刚度系数。

动力模型要求质点的运动方程与原型的相似。按照静力模型的相似关系, 可求得动力模型的相似条件, 并导出阻尼和刚度的相似系数:

$$\frac{\lambda_c \lambda_l}{\lambda_m} = 1 \Rightarrow \lambda_c = \frac{\lambda_m}{\lambda_l} \quad (11-21a)$$

$$\frac{\lambda_k \lambda_l^2}{\lambda_m} = 1 \Rightarrow \lambda_k = \frac{\lambda_m}{\lambda_l^2} \quad (11-21b)$$

式中: 下标 c 、 k ——分别表示阻尼和刚度;

下标 t ——表示时间。

但是, 与静力试验的模型相似关系所不同的是, 为了保证与原型结构动力反应的相似, 动力试验的模型相似关系除了模型和原型结构的运动方程和边界条件相似外, 还要求运动的初始条件 (初始位移、初始速度、初始加速度) 相似, 由此保证模型结构和原型结构的动力方程式的解满足相似要求, 即

$$\lambda_x = \lambda_l; \quad \lambda_{\dot{x}} = \frac{\lambda_l}{\lambda_t}; \quad \lambda_{\ddot{x}} = \frac{\lambda_l}{\lambda_t^2} \quad (11-22)$$

式中: 下标 x 、 \dot{x} 、 \ddot{x} ——分别表示结构的相对位移、速度和加速度。

当待问题的规律尚未完全掌握, 各物理量之间没有明确的物理关系或难以找到其函数关系时, 结构模型的相似关系设计通常采用量纲分析法。量纲分析法的基本原理即是著名的 Buckingham π 定理。

Buckingham π 定理可以描述为: 相似物理现象的 π 数相等; n 个物理参数、 k 个基本物理量可确定 $n-k$ 个 π 数。量纲分析法的基本思路为: 先确定相似条件, 即 π 数, 再由基本物理量的相似系数推导其余物理量的相似系数, 完成相似关系设计。

对于线弹性结构的地震反应, 其应力可用函数式 (11-23) 表示:

$$\sigma = f(l, E, \rho, t, r, v, a, g, \omega) \quad (11-23)$$

式中: σ ——结构构件的地震应力;

l ——结构构件的尺寸;

E ——结构构件的弹性模量;

ρ ——结构的质量密度;

t ——时间;

r ——结构构件的相对位移反应;

v ——结构构件的相对速度反应;

a ——结构构件的绝对加速度反应;

g ——重力加速度;

ω ——结构的自振圆频率。

根据 Buckingham π 定理, 以 E 、 ρ 、 l 为基本物理量, 则方程式 (11-24) 成立^[19]:

$$\lambda_{\sigma} = \lambda_E \quad (11-24a)$$

$$\lambda_r = \lambda_l \quad (11-24b)$$

$$\lambda_v = \sqrt{\frac{\lambda_E}{\lambda_{\rho}}} \quad (11-24c)$$

$$\lambda_a = \frac{\lambda_E}{\lambda_l \lambda_{\rho}} \quad (11-24d)$$

$$\lambda_{\omega} = \frac{\sqrt{\frac{\lambda_E}{\lambda_{\rho}}}}{\lambda_l} \quad (11-24e)$$

应指出, 动力试验中惯性力是作用在结构上的主要荷载。然而, 对于常用的 $1g$ 振动台试验来说, 结构动力模型和原型都处于 $1g$ 的重力场中, 即 $\lambda_g = 1$ 。则由式 (11-24d) 可得

$$\lambda_E = \lambda_l \lambda_{\rho} \quad (11-25)$$

从式 (11-25) 可看出, 三个基本物理量之间存在一个关系, 在模型设计中 E 、 ρ 、 l 不能随意取值, 否则将不能满足这个关系。式 (11-25) 所规定的条件将给模型设计带来很大困难, 这就是所谓的“Cauchy 条件”^[20]。在一定的几何比尺下, 若选择原型材料作为模型材料, 即 $\lambda_E = 1$, 则 $\lambda_{\rho} > 1$, 这意味着以原型材料为模型材料的质量密度要大于原型材料的质量密度, 这显然是不可能满足的。为了解决这个问题, 通常的做法是在不影响模型结构整体刚度的前提下, 在模型结构上施加适当的人工质量, 通过配重来弥补重力效应和惯性效应的不足。如此所得到的相似关系亦称为“人工质量相似律”。

然而, 由于振动台承载能力的限制, 或者对于大型结构的缩尺模型, 其所需的人工质量太大, 难以实现。这又促使人们转而关注忽略重力模型和欠人工质量模型。黄维平和邬瑞锋等 (1994)^[21]、郑山锁 (2000)^[22] 根据相似理论, 分别推导了配重不足和任意配重条件下模型结构和原型结构的相似关系。张敏政 (1997)^[19]、张敏政和孟庆利等 (2003)^[23] 根据 Buckingham π 定理, 通过定义等效密度, 建立了设置任意附加质量模型的“一致相似律”, 各物理量的相似关系见表 11-3。

表 11-3 一致相似律

相似比	使用原型材料	使用非原型材料	相似比	使用原型材料	使用非原型材料
长度 λ_l	λ_l	λ_l	速度 λ_v	$\lambda_d^{-0.5}$	$\lambda_d^{0.5} \lambda_l^{-0.5}$
弹模 λ_E	1	λ_E	加速度 λ_a	$\lambda_l^{-1} \lambda_d^{-1}$	$\lambda_l^{-1} \lambda_d^{-1} \lambda_E$
等效密度 λ_d	λ_d	λ_d	应变 λ_e	λ_l	λ_l
时间 λ_t	$\lambda_d^{0.5}$	$\lambda_d^{0.5} \lambda_E^{-0.5}$	应力 λ_σ	1	λ_E
频率 λ_w	$\lambda_l^{-1} \lambda_d^{-0.5}$	$\lambda_l^{-1} \lambda_E^{0.5} \lambda_d^{-0.5}$			

等效密度相似率 λ_d 定义如下:

$$\lambda_d = \frac{m_m + m_a + m_{cm}}{\lambda_l^3 (m_p + m_{cp})} \quad (11-26)$$

式中: m_m ——模型结构构件的质量;

m_a ——模型结构上施加的人工质量;

m_{cm} ——模型中活载和非结构构件的质量;

m_p ——原型结构构件的质量;

m_{cp} ——原型中活载和非结构构件的质量。

根据一致相似律, 当确定了模型材料及模型缩尺后, 即可得到各物理量的相似关系及所需要的人工质量。例如, 若忽略活载和非结构构件质量, 即 $m_{cm} = m_{cp} = 0$, 则根据式 (11-26) 有

$$m_a = \lambda_d \lambda_l^3 m_p - m_m \quad (11-27)$$

根据弹性模量与质量密度间的量纲关系, 有

$$\lambda_d \lambda_l^3 = \lambda_E \lambda_l^2 \quad (11-28)$$

因此, 当模型要满足重力效应和惯性效应时, 需在模型结构上施加的充足人工质量为

$$m_a^* = m_p \lambda_E \lambda_l^2 - m_m \quad (11-29)$$

式中: m_a^* ——满足重力和惯性力效应所需的充足人工质量。

需要指出, 以上提到的模型相似关系设计是建立在线弹性结构的基础之上的, 即假设材料的弹性模量为常数, 因此, 仅适用于线弹性结构的振动台模型设计。但是, 在很多情况下, 尤其是进行震害机理分析和灾变过程评价时, 往往需要通过振动台试验来直观感受结构的破坏过程和震害现象, 这就要求模型结构能够与原型结构在几何、材料非线性性能 (不仅是弹性模量相似, 而且需要应力-应变关系相似) 方面达到相似。为此, 对于模型结构的相似设计应有更为严格的要求, 并且需要建立能够反应不同阶段特征的相似关系。林皋和朱彤等 (2000)^[24]提出了动力试验中的三种相似关系: 弹性相似律、重力相似律和弹性力-重力相似律。根据试验的目的及其不同的相似要求, 导出了各参数的相似比; 并特别指出, 对土工建筑物在微振阶段采用弹性相似关系, 在破坏阶段应采用重力相似关系。

2. 地基土模型的相似

土-结构动力相互作用振动台试验模型中的地基土为散粒体, 装于盛土容器中, 盛

土容器固定于台面。正是由于盛土容器的存在,使得模型中的土体具有了侧面边界和一个底面边界。这也使得模型土体与原型结构所处的场地土体存在显著的差别,并导致地基土模型与原型结构所处场地土体(通常被视为半无限空间)在 $1g$ 重力场中的重力相似无法实现。此外,盛土容器容积的有限性给模型土体设置了一些自然边界,这也使得土体边界上波动能量的传递与原型不同,也即模型和原型的边界条件相似非常困难。另外一个则是土体的辐射阻尼相似问题。这一问题实际上与土体的重力相似和边界相似均有一定的联系。目前对土体辐射阻尼的影响尚难以模拟,需待进一步地研究。

尽管对以上问题,研究者至今没有找到很好的解决办法。但是,自 20 世纪 50 年代,人们便开始了地基土模型的力学性能相似研究。Rocha (1957)^[25]首次系统地描述了地基土力学性能的缩尺模拟问题,并对有效应力和总应力条件分别导出了各自的相似关系。为了考虑原型中存在的不同应力状态,他提出了一种缩尺的土体本构关系,并因此假设模型和原型间应力和应变具有直线关系,如图 11-20 所示。该模型适合进行弹性变形分析,当考虑土体非线性变形时,分析将变得非常复杂。

Iai (1989)^[26]在 Rocha 工作的基础上,提出了缩尺模型土本构关系的割线模量法,如图 11-21 所示。针对动荷载作用下土-结构-流体相互作用体系,以几何比尺、密度和应变相似系数定义了该体系各物理量的相似常数。其中,应变相似系数以模型和原型土的剪切波速表示如下:

$$\lambda_e = \frac{\lambda_l}{(v_{sp}/v_{sm})^2} \quad (11-30)$$

式中: v_{sp} 、 v_{sm} ——原型和模型地基土的剪切波速。

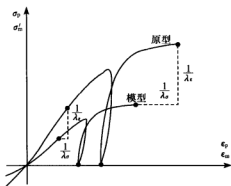


图 11-20 缩尺模型土本构关系^[25]

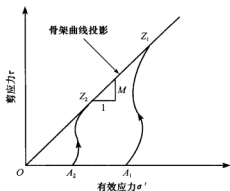


图 11-21 缩尺模型土本构关系的割线模量法^[26]

Iai 认为该法仅适合于土颗粒接触紧密,土体发生小应变情况,并将该法应用于一些中、密实砂的液化问题研究。

凌贤长和王臣等 (2004)^[27]进行液化场地桩-土-桥梁结构动力相互作用振动台模型试验时,根据 Buckingham π 定理,考虑材料本构关系相似,假设基础、结构材料本构关系满足幂函数形式,推导了满足结构材料相似的相似系数关系;假设土体本构关系满

足双曲线形式,推导了满足土体材料相似的相似系数关系。

11-3-2 土-结构动力相互作用振动台试验的土箱设计和制作

前已提及,土-结构动力相互作用振动台试验中的模型土需要放置在一个盛土容器中,这个用来盛装模型土的容器即为“模型箱”,亦称土箱。一方面,模型箱容积有限;另一方面,模型箱将随着台面振动而振动。这些因素导致模型土无法具备原型地基自由场地条件,给试验带来很大的困难,并直接影响试验结果的可靠性。正因如此,模型箱的设计和制作成为土-结构动力相互作用振动台试验的一个前期重要工作,也是影响试验成败的一个重要方面。

1. 模型箱的构造要求

振动台试验中的模型箱在台面振动时将有两种功能表现:① 提供土体振动的输入;② 在土体振动时约束土体。然而,试验希望得到模型土具有与原型地基自由场地相似的振动过程,希望模型箱在约束土体的同时对土体振动的影响控制在允许的范围。因此,模型箱的结构设计和制作则需满足一定要求。

不同研究者对所设计的模型箱的构造要求,由于研究目的不同而有所不同。Prasad 和 Towhata 等 (1996)^[28]在对土体地震变形特性评价研究中对其设计的模型箱的要求主要有:① 模型箱的水平剪切刚度及对土体竖向变形的阻抗要尽量小;② 模型箱具有保水和保气功能,不渗漏;③ 土体沿横断面自由运动。Meymand (1998)^[29]在进行桩-土-结构振动台试验时,设计模型箱时主要基于两点考虑:① 允许模型土能够与原型地基土一样具有自由变形能力;② 具有提供三维运动的能力。杨林德和季倩倩等 (2004)^[29]在进行地铁车站结构振动台试验时,认为模型箱应满足以下要求:① 结构牢固,以免箱体在振动过程中失稳破坏;② 边界条件明确,力求使模型土与边界面的接触条件可模拟原型场地土体地震反应的性状;③ 模型土数量适度,以免整个试验系统的重力超出振动台的最大承载能力;④ 避免模型箱与模型土因自振频率相近而发生共振。伍小平和孙利民等 (2002)^[30]认为桩-土-结构动力相互作用振动台试验中,理想的模型箱应满足两个条件:① 能够正确模拟土的边界条件;② 能够正确模拟土的剪切变形。

由于对模型箱的构造要求都是基于尽量真实模拟原型地基振动过程的出发点而提出的,因此研究者对于土箱的构造要求存在共同点,包括:

① 控制模型箱的边界效应(模型箱效应)。模型箱的箱壁自然形成了对模型土运动的约束,限制了箱壁周边土体在运动方向的自由振动;而且,由于波动能量在土体边界上无法传递,从而产生反射波和散射波,对相互作用体系的反应将产生重要影响。

② 确保模型土体剪切变形特征。由于原型地基振动主要为剪切振动,其变形以剪切变形为主。因此,在试验中要求模型箱内土体的振动特征与原型地基相似。这要求模型箱在振动方向上的剪切刚度要尽量小,箱壁材料的刚度和厚度需要满足一定的要求以防止或控制土体的弯曲变形等现象。

③ 模型箱的尺寸、容积等应满足振动台设备台面尺寸和承载能力的要求。这一点

需要综合考虑试验设备参数、结构模型的几何比尺、模型土材料和性质以及模型箱边界条件等因素。

土-结构动力相互作用振动台试验的模型箱结构设计和制作是试验的重点和难点问题。模型结构设计和制作应考虑试验设备条件,结合研究问题的特点,在明确模型结构要求的前提下,辅之以计算和试验论证完成。

2. 常用模型土箱类型

近几十年来,为了能够得到比较理想的试验结果,研究者在模型箱的设计和制作方面开展了许多富有意义的研究工作。典型的模型箱可分为以下三类:

1) 刚性模型箱 (rigid wall container)

其特点是模型箱的整体刚度很大,振动时箱壁的侧向变形非常小。箱壁通常采用钢板、木板或有机玻璃等材料并辅之以固定刚架。这类模型箱在国内外早期的振动台试验中应用较多。由于箱壁侧向变形刚度很大,导致边界上地震波的反射强烈。因此,在大多数的试验中,箱壁上都需要粘置一些柔性材料以放松土体边界的变形,从而减弱模型箱的边界效应。通常采用的柔性材料主要有聚苯乙烯泡沫塑料及海绵等^[29,31]。此时,柔性材料的性质和厚度对试验中的边界效应有较大的影响。材料厚且柔,边界土体可能不符合剪切变形特征;材料薄且刚,则吸波能力不够,边界反射依然强烈。另外,在模型箱的结构设计时,还需要考虑箱壁和箱底的摩擦效应。对于箱壁,通常采用一些薄膜材料以减小箱壁对土体运动的摩擦作用;对于箱底,通常铺设一定厚度的碎石等材料以增大摩擦,减小箱底和土体的相对位移。目前,在一些小型振动台试验中,这类模型箱仍有应用。

2) 圆筒形柔性模型箱 (columnar flexible container)

Meymand (1998)^[20]在进行桩-土相互作用的三维振动台试验时设计了这种圆筒形柔性模型箱。圆筒形模型箱提供了土体多向振动的条件。如图 11-22 所示,模型箱侧壁为一块围成圆筒形的橡胶膜,其上端固定于上部钢圆环,下端固定在下部基底钢板上。上部钢圆环支撑在四根钢杆上,钢杆与钢环用万用接头连接。土箱的径向刚度由若干根围成圆形的外包纤维带或钢丝提供。外包纤维带或钢丝的间距要适中。间距太小,则箱壁刚度可能过大;间距太大,则橡皮膜的柔性可使土体在振动过程中向外膨胀,土体可产生弯曲变形。陈跃庆和吕西林等 (2001)^[32]在国内最早使用这类土箱进行了桩-土-结构动力相互作用的研究。陈国兴和王志华等 (2001, 2002)^[9,10]、张之颖和吕西林等 (2003)^[33]用这类模型箱进行了土-结构-TMD 体系的振动台试验和黏土覆盖层下土中振动孔隙水压力问题的研究。



图 11-22 圆筒形柔性土箱

3) 层状剪切模型箱 (laminar shear container)

这类模型箱被认为是目前较为理想的能提供土体剪切变形条件的模型箱。层状剪切模型箱通常由一些各自独立的矩形 (伍小平和孙利民等, 2002)^[30] 或圆形 (苏栋和李湘蕊, 2006)^[34]、层状的框架拼装而成, 如图 11-23 所示。框架常为钢制或铝制, 考虑到模型箱质量, 铝制框架用得较多, 框架层数不等。层状框架间放置一定数量的滚动轴承, 一方面限制竖向和侧向运动, 另一方面使得框架间可以在振动方向上相对滑动以模拟土的剪切变形。放置轴承的凹槽多设计为“V”型, 以减小轴承与框架间的接触面积。层状剪切土箱一般只用于单向振动情况。Matsuda 和 Goto (1988)^[35] 使用这类模型箱进行饱和砂土振动试验。Prasad (1996)^[36] 设计了一个层状剪切土箱并进行了场地土震动变形特性研究。此后, 层状剪切土箱的研制和应用得到了很大发展。凌贤长和王臣等 (2003)^[37] 采用该类模型箱进行了自由场地基液化大型振动台试验。Che 和 Takahiro 等 (2006)^[38] 应用层状模型箱开展了地下波纹管道的振动台试验研究。

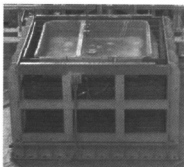


图 11-23 层状剪切土箱

11-4 SSI 效应对 TMD 减震控制性能影响的大型振动台模型试验

20 世纪 90 年代初, 人们开始关注土-结构动力相互作用效应对结构振动控制的影响。限于当时的研究水平和技术, 包括作者在内的许多研究者都仅能以简单结构模型对此问题进行理论探讨和数值分析, 研究结论和对问题的认识是否客观、可靠有待验证。在缺乏实际震害资料验证的前提下, 通过物理模型试验获得一些试验资料, 由试验现象和试验结果总结出一些规律性认识, 并与数值分析结果进行比较研究, 则是可行的。基于此, 作者在前期研究工作和经验的基础上, 设计并完成了考虑土-结构动力相互作用 TMD 减震控制大型振动台模型试验。

11-4-1 大型振动台模型试验设计^[9]

1. 模型相似关系设计

试验目的在于研究土-结构动力相互作用对设置在结构顶部的 TMD 的减震控制性能的影响。因此, 对于主体结构, 只要求测定不同工况下的弹性反应。为此, 在进行结构模型设计时, 首先选定具有良好弹性特征的有机玻璃材料作为结构模型材料。考虑到试验的原型结构为五榀两跨十层建筑结构, 原型结构长 39.0 m、高 39.6 m, 综合振动台台面尺寸为 4 m×4 m 和承载能力 250 kN, 确定结构模型的几何比尺为 1:30。

由有机玻璃材料性质, 可以得出模型材料与原型材料的弹性模量 E 、质量密度 ρ 的相似系数。据此, 由结构模型几何比尺 λ_l , 采用 11-3-1 节的“一致相似律”, 可导出各

物理量相似系数,见表 11-4。

表 11-4 模型动力相似关系及人工质量配置

类 型	物理量	相似关系	相似系数	备 注
材料特性	应变 ε	λ_E	0.114	有机玻璃材料: 弹模: $E=3.42 \times 10^5$ MPa 重度: $\gamma=12.2$ kN/m ³ 混凝土材料: 弹模: $E=3.0 \times 10^4$ MPa 重度: $\gamma=25$ kN/m ³
	应力 σ	$\lambda_\sigma = \lambda_E$	0.114	
	弹性模量 E	λ_E	0.114	
	密度 ρ	λ_ρ	0.488	
几何特性	长度 L	λ_l	1/30	原型结构: 恒载质量: $m_p=6.1065 \times 10^6$ kg 活载质量: $m_{op}=5.400 \times 10^5$ kg 模型结构: 恒载质量: $m_m=m_p \lambda_l^3 \lambda_\rho=110.37$ kg 活载质量: $m_{om}=m_{op} \lambda_l^3 \lambda_\rho=68.40$ kg 人工质量: $m_m^*=m_p \lambda_l^3 \lambda_E - m_m=663.12$ kg
	线位移 γ	$\lambda_r = \lambda_l$	1/30	
动力特性	等效密度 ρ_{el}	$\lambda_d = \frac{m_m + m_{om} + m_s}{\lambda_l^3 (m_p + m_{op})}$	3.42	
	时间 t	$\lambda_t = \lambda_l \sqrt{\lambda_d / \lambda_E}$	0.18257	
	频率 ω	$\lambda_\omega = \sqrt{\lambda_E / \lambda_d} / \lambda_l$	5.4772	
	加速度 a	$\lambda_a = \lambda_E / (\lambda_l \lambda_d)$	1.0	

考虑原型结构的恒载、活载及结构自重,采用人工质量模型,根据式(11-29)确定出所需施加的充足人工质量为 663.12 kg。

2. 模型箱设计^[39]

设计拟进行双向振动试验,故试验模型箱的设计参考 Meymand 圆筒形柔性容器设计方法,并对其加以改进。模型箱的设计需要满足以下结构要求:

- (1) 模型箱形状为圆筒形,以使其能较好地适应多向振动。
- (2) 模型箱的直径在满足振动台面要求的前提下尽量大,以使不受边界影响的范围中心范围尽量大,从而降低边界效应对结构反应的影响。
- (3) 模型箱的侧壁采用模量与土模量相接近的材料。

依据以上的设计要求,模型箱设计为圆筒形,直径为 $\phi 3000$ mm,如图 11-24 所示。土箱侧壁采用厚度为 5 mm 的橡胶膜。在圆筒外侧用 $\phi 4@60$ 钢筋作圆周式加固以提供



图 11-24 试验模型

径向刚度,且允许土体作层状水平剪切变形。每个钢筋环用钢筋焊接而成。圆筒侧壁通过螺栓与上部环形板和下部底板连接。环形顶板由固定在底板上的四根柱支撑,柱中设高度调节螺杆以调节顶板水平和使圆筒体处于适当的状态。柱顶设万向节,使环形板在振动时可以产生侧向位移。底板用钢板制作,并用小钢筋加劲,确保在起吊时不产生较大的变形。在刚底板板面上用环氧树脂粘上碎石,使之成为粗糙表面,以减少箱土接触面的相对位移。

3. 结构模型设计与制作

试验中所模拟的原型结构为一幢带内走廊的五框两跨十层框架结构,层高 3.3 m。顶层设计一层面高 6.6 m 的小结构,用以模拟调谐质量阻尼器 TMD;采用明置基础,基础尺寸为 30.0 m×39 m;结构中柱 720 mm×720 mm、梁 720 mm×300 mm,如图 11-25 所示。

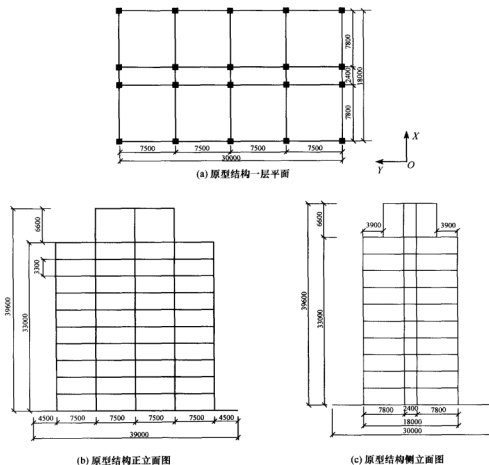


图 11-25 原型结构简图 (单位: mm)

模型设计过程中,采用软件TBSA对无小结构和有小结构的上部结构振动特性进行分析。对无小结构的十层原型结构,按设防烈度7度、II类场地考虑。取结构阻尼比5%、混凝土重度 25 kN/m^3 ,一至九层每层设计恒载质量 $6.311\times 10^5\text{ kg}$ 、活载质量 $5.4\times 10^4\text{ kg}$,十层设计恒载质量 $4.269\times 10^5\text{ kg}$ 、活载质量 $5.4\times 10^4\text{ kg}$,每层自重为 $2.109\times 10^5\text{ kg}$,结构总质量为 $6.6465\times 10^6\text{ kg}$ 。表11-5列出了结构的前三阶自振周期。十层原型结构前三阶振型如图11-26所示。

表 11-5 十层原型结构的自振周期 (单位: s)

自振周期	T_1	T_2	T_3
X向	1.2758	0.4074	0.2269
Y向	1.2798	0.4008	0.2172

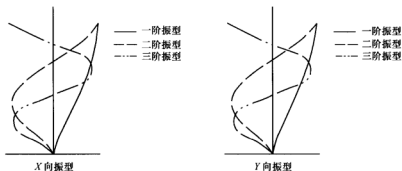


图 11-26 十层原型结构前三阶振型

对有小结构的十一层原型结构,顶层小结构设计恒载质量 $1.052\times 10^5\text{ kg}$ 、活载质量 $1.53\times 10^4\text{ kg}$ 、自重 $4.4\times 10^4\text{ kg}$ 。计算所得的结构自振周期如表11-6所示;图11-27示出了原型结构的前三阶振型振型。由于顶层小结构的刚度相对于主体结构来说较小,使得结构整体的柔度增加。因此,计算所得的周期有所延长。

表 11-6 十一层原型结构的自振周期 (单位: s)

自振周期	T_1	T_2	T_3
X向	1.4011	1.1466	0.4063
Y向	1.3804	1.0955	0.3994

比较图11-26与图11-27可以发现,图11-26中对结构动力反应起主要作用的前三阶振型的相对水平位移都比较大,而在图11-27中,由于上部小结构的作用,前三阶振型的相对水平位移都有所减小,尤其是一、二阶振型。因此,在结构顶层设计的这种小结构(TMD)能对主体结构的地震反应起到很好的控制作用。

结构模型材料采用有机玻璃(聚丙烯树脂)制成,模型构件采用车磨加工,并用氯仿及树脂粘成整体。人工质量(铅块)采用氯仿粘于每层楼板上,防止与楼板产生错动。

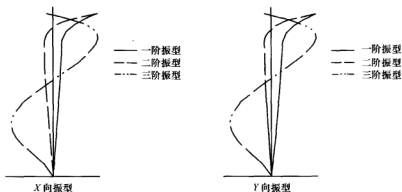


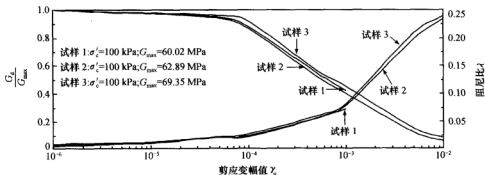
图 11-27 十一层原型结构前三阶振型

4. 模型土的准备与装箱

试验模拟的半空间地基为水平成层地基。本试验忽略地基土的重力相似。试验中，地基土采用现场分层挖掘，用搅拌机搅匀，然后再分层填筑而成。地基土分为两层，下层为均质、饱和粉质黏土，层厚为 75 cm；上层为均质、饱和黏质粉土，层厚为 65 cm；总用土量约 7 m³。在试验前、后，分别对每层土取四个样，对其进行室内常规试验和动三轴试验，试验测得土样的物理力学指标列于表 11-7，土样的动剪切模量和阻尼比与剪应变幅值的关系曲线如图 11-28 所示。

表 11-7 土样的物理性质指标

土 层		颗粒级配/%		重 度 (kN/m ³)	含 水 量 /%	土 粒 相 对 密 度	饱 和 度 /%	孔 隙 比	液 限 /%	塑 限 /%	塑 性 指 数
		0.005~ 0.074mm	<0.005mm								
黏质粉土	试验前	87	13	18.33	31.5	2.71	94.2	0.906	—	—	—
	试验后	89	11	18.23	31.9	2.71	93.8	0.922	—	—	—
粉质黏土	试验后	—	—	18.62	26.3	2.73	88.1	0.815	37.3	21.3	16.0

图 11-28 土试样的动剪切模量比 $\frac{G}{G_{\max}}$ 和阻尼比 λ 与剪应变幅值 γ_0 的关系曲线

5. 试验加载工况

为了测定刚性地基和软土地基上的结构地震反应, 以及受控和无控时结构的地震反应, 以考察 SSI 效应对 TMD 减震特性的影响, 试验方案设计为: 将主体结构、顶层小结构 (TMD)、地基土组合成四种不同的结构体系, 在相同加载条件下, 对每种结构体系分别进行试验。这四种结构体系分别为: ① 有土有子结构体系 (soil-main structure-TMD system, SMT); ② 有土无子结构体系 (soil-main structure system, SM); ③ 无土有子结构体系 (main structure-TMD system, MT); ④ 无土无子结构体系 (main structure system, M)。图 11-29 为这四种结构体系的示意图。

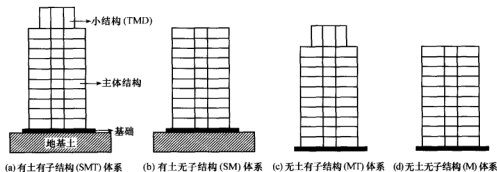


图 11-29 四种结构体系示意

为了探讨输入地震动特性对试验结果的影响, 选择三条频谱成分差异较大、具有代表性的地震波作为台面输入地震动, 分别是 El-Centro 波、Taft 波和 50 年超越概率 10% 的南京人工地震波。三条输入地震波的傅里叶谱见图 11-30。同时, 对于每条波, 选择三个不同的峰值加速度以考察地震动强度的影响。每条地震波的峰值加速度及时间间隔均根据相似关系进行调整。此外, 为了解模型结构受激振前后的动力特性变化, 在振动前后采用白噪声扫描结构体系, 以判断结构的地震反应状态。试验加载工况见表 11-8。

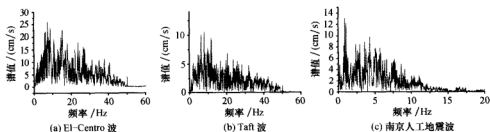


图 11-30 输入地震动加速度的傅里叶谱

表 11-8 模型试验加载工况

工 况	输入地震波	加速度峰值/ g		工 况	输入地震波	加速度峰值/ g	
		X 方向	Y 方向			X 方向	Y 方向
1	白噪声	—	—	8	南京人工波	0.2	—
2	El-Centro 波	0.1	0.08	9	南京人工波	—	0.16
3	Taft 波	0.1	0.08	10	El-Centro 波	0.3	0.24
4	南京人工波	0.1	—	11	Taft 波	0.3	0.24
5	南京人工波		0.08	12	南京人工波	0.3	—
6	El-Centro 波	0.2	0.16	13	南京人工波	—	0.24
7	Taft 波	0.2	0.16	14	白噪声	0.07	0.07

6. 试验测点布置

试验在主体结构 and 顶层小结构的 X 向和 Y 向上每隔一层安装一个加速度传感器，用以测量结构楼层的加速度反应。试验测点位置及编号见图 11-31。

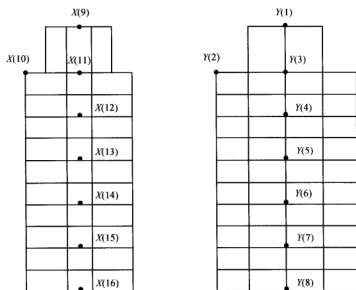


图 11-31 模型结构的测点布置图

11-4-2 模型箱边界效应的试验验证

通过埋设于土体表面的两个加速度传感器 S_1 、 S_2 以及结构底部中心点（代表土体中心点）上的加速度传感器 S_0 验证设计模型箱模拟边界条件的效果，测点位置如图 11-32 所示。测点 S_1 、 S_2 相距 500 mm。通过比较两个测点所测到的地震动特性来分析试验中的模型箱效应。

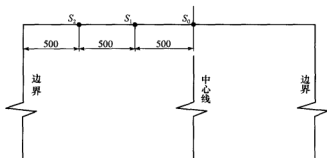
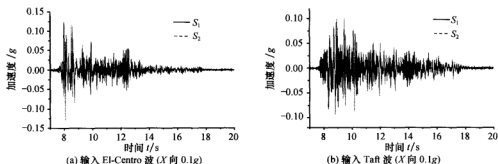


图 11-32 土体表面加速度计埋设位置示意图

以峰值加速度作为地震动的强度指标,图 11-33 是测点 S_1 、 S_2 在输入 El-Centro 波、Taft 波时测得的加速度时程曲线。可以看出,相同工况下测点 S_1 、 S_2 的加速度时程接近。这说明对于靠近边界的 S_2 点与离边界较远的 S_1 点,其受边界的影响不太明显。表 11-9 列出测点 S_1 、 S_2 在几种工况下的峰值加速度。可以看出,随着输入地震动峰值加速度的增加,测点 S_1 、 S_2 所测得的峰值加速度的差异有所增加,但这种差异是比较小的。因此,就峰值加速度而言,所设计的模型箱对其影响较小。

图 11-33 测点 S_1 和 S_2 所测加速度时程比较表 11-9 几种工况下测点 S_1 和 S_2 所测得的峰值加速度 (X 向)

测 点	El-Centro 波 (0.1g)	Taft 波 (0.1g)	南京人工波 (0.1g)	El-Centro 波 (0.2g)	Taft 波 (0.2g)	南京人工波 (0.2g)
S_1	0.0903	0.0837	0.0906	0.2251	0.1355	0.1202
S_2	0.0978	0.0909	0.0867	0.2044	0.1445	0.1261
$ S_2 - S_1 /S_1 \times 100\%$	8.3	8.7	4.3	9.2	6.6	4.9

根据测点 S_1 、 S_2 所测得的加速度时程,计算出其傅里叶谱,如图 11-34 所示。可以看出,两个测点的卓越频率均是在 $5 \sim 10$ Hz 之间。

由此说明,在此工况下测点 S_1 、 S_2 的地震反应基本一致,换言之,模型箱的边界对于测点 S_1 、 S_2 的地震反应的影响不大。因此,该模型箱设计能较好地减弱边界上地震波的反射或散射。

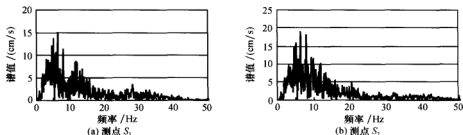


图 11-34 输入 El-Centro 波 (X 向 $0.1g$) 时测点 S_1 和 S_2 的地震动加速度的傅里叶谱

定义持续时间为加速度达到某个值的开始时间与最后一次达到此值的时间之差。综合比较试验中各工况,发现测点 S_1 、 S_2 的地震动持续时间基本一致。

综上所述,尽管在测点 S_1 、 S_2 所测得的地震动加速度在强度、频谱成分及持时上均存在一些差异,且随着输入地震动峰值加速度的增大,这种差异有增大的趋势;但是,应看到试验中的主体结构是放在模型容器的中间,测点 S_1 、 S_2 是在偏离容器中间的部位,边界对于结构地震反应的影响较对测点 S_1 、 S_2 的地震反应的影响要小。因此,模型边界对结构地震反应的影响应在试验允许的范围内,所设计的模型箱是合理的。

11-4-3 土-结构动力相互作用对结构基底地震动的影响^[40]

10-8 节曾采用整体分析混合有限元法分析了桩-土-结构动力相互作用对结构基底地震动的影响,并得出了一些结论。本节利用振动台试验数据,通过比较各种试验工况下土层表面与基础表面加速度反应,探讨土-结构动力相互作用对上部结构基底地震动的影响。从输入地震动频谱特性、输入地震动强度和上部结构动力特性三个方面分析 SSI 效应对建筑结构基底地震动的影响。

1. 输入地震动频谱特性的影响

SSI 效应对建筑结构基底地震动的影响与输入地震动频谱特性的关系用无量纲参数表示:

$$\lambda_{\text{spectrum}} = \frac{\alpha_{S_0}}{\alpha_{S_2}} \times 100\% \quad (11-31)$$

式中: $\lambda_{\text{spectrum}}$ ——衡量 SSI 效应对基底输入地震动影响的指标;

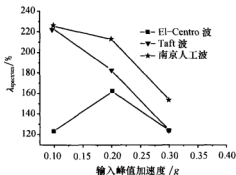
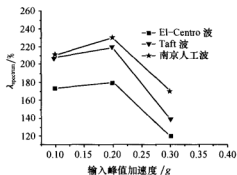
α_{S_0} ——试验得到的基础表面处峰值加速度;

α_{S_2} ——试验得到的土层表面处峰值加速度;

S_0 、 S_2 ——加速度测点编号,如图 11-32 所示。

图 11-35 和图 11-36 分别为 10 层 (SM 体系) 和 11 层 (SMT 体系) 结构在各种工况下得到的 $\lambda_{\text{spectrum}}$ 值的比较结果。可以看出,各种工况下结构基础表面处的峰值加速度均较土层表面的峰值加速度大,这说明 SSI 效应使结构基底地震动强度有不同程度的增大;此外,SSI 效应对结构基底地震动的影响程度与输入地震动的频谱特性有关。对 10 层和 11 层结构,基础表面与土层表面峰值加速度的差值最大可达 2.25 倍和 2.30 倍。

当输入加速度峰值相同时,土层表面与基础表面峰值加速度的差值以输入南京人工波时最大,输入 Taft 波次之,输入 El-Centro 波时最小,其原因在于输入三条地震波的频谱特性差异。

图 11-35 10 层结构的 $\lambda_{\text{spectrum}}$ 值比较图 11-36 11 层结构的 $\lambda_{\text{spectrum}}$ 值比较

2. 输入地震动强度的影响

从图 11-35 和图 11-36 可以看出,SSI 效应对结构基底地震动的影响与输入地震动的峰值加速度有关。以 10 层结构为例,在三条地震波作用下,当输入地震动峰值加速度依次为 0.1g、0.2g 和 0.3g 时,基础表面的峰值加速度较土层表面的峰值加速度分别大 20%~60%、30%~120% 和 50%~130%。试验结果表明,当存在 SSI 效应时,结构基础表面的加速度反应均较土层表面加速度反应有不同程度的增大。这一结果与 10-7 节中对桩-土-高层建筑结构相互作用体系的数值模拟结果(基础表面的峰值加速度较土层表面的峰值加速度可能增大、也可能减小)有一定的差异,导致这种差异的原因可能是由于地基土、结构和基础型式不同所致。

SSI 效应对建筑结构基底地震动的影响与输入地震动峰值加速度的关系用无量纲参数 $\lambda_{\text{intensity}}$ 表示:

$$\lambda_{\text{intensity}} = \frac{\alpha_{\text{Sb}} - \alpha_{\text{Sn}}}{\alpha_{\text{in}}} \times 100\% \quad (11-32)$$

式中: α_{in} ——输入地震动峰值加速度。

根据各工况下试验结果计算得到的 $\lambda_{\text{intensity}}$ 值如表 11-10 所示。

各工况下 SSI 效应对建筑结构基底地震动的影响与台面输入地震动峰值加速度的关系体现出一致性,对于相同的地震波,随着输入地震动峰值加速度的增加,SSI 效应对结构基底地震动的影响明显减弱。

3. 上部结构动力特性的影响

从表 11-10 中 $\lambda_{\text{intensity}}$ 值的比较可以看出,10 层结构与 11 层结构在相同加载工况下

表 11-10 由试验结果计算得到的 $\lambda_{\text{intensity}}$ 值/%

10 层结构					11 层结构				
输入波	a_{10}/g	a_{30}/g	a_{50}/g	$\lambda_{\text{intensity}}/\%$	输入波	a_{10}/g	a_{30}/g	a_{50}/g	$\lambda_{\text{intensity}}/\%$
El-Centro 波	0.10	0.1602	0.0713	88.9	El-Centro 波	0.10	0.1402	0.0978	42.40
	0.20	0.2379	0.1053	66.3		0.20	0.2165	0.1766	19.95
	0.30	0.3579	0.2874	23.5		0.30	0.35	0.3922	-14.07
输入波	a_{10}/g	a_{30}/g	a_{50}/g	$\lambda_{\text{intensity}}/\%$	输入波	a_{10}/g	a_{30}/g	a_{50}/g	$\lambda_{\text{intensity}}/\%$
Taft 波	0.10	0.2276	0.1023	125.3	Taft 波	0.10	0.2097	0.0909	118.80
	0.20	0.2791	0.1611	59.0		0.20	0.2805	0.1445	68.00
	0.30	0.2752	0.2164	19.6		0.30	0.2639	0.2058	19.36
南京人工波	0.10	0.2056	0.0912	114.4	南京人工波	0.10	0.1828	0.0868	96.00
	0.20	0.3093	0.1453	82.0		0.20	0.2907	0.1263	82.20
	0.30	0.3828	0.2484	44.8		0.30	0.3767	0.2216	51.70

的 $\lambda_{\text{intensity}}$ 值有一定的差异, 这种差异应该是由于上部结构动力特性的差异所造成的。由于 10 层结构和 11 层结构在质量和刚度分布上的差异, 从而使 10 层结构和 11 层结构的动力特性存在一定差别。因此, 衡量 SSI 效应对结构基底地震动影响的 $\lambda_{\text{intensity}}$ 与上部结构动力特性有一定的关系。

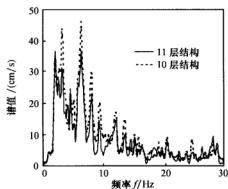


图 11-37 土层表面的地震动
加速度傅里叶谱比较

图 11-37 是输入 El-Centro 波的峰值加速度为 $0.3g$ 时 10 层结构和 11 层结构的振动台试验测得的土层表面 S_2 测点的加速度傅里叶谱。该图说明两个问题: 首先, 上部结构动力特性的改变对远离基础的土层表面的加速度傅里叶谱的影响不明显; 其次, 与振动台台面的输入地震动 El-Centro 波的傅里叶谱相比较, 土层表面的地震动加速度傅里叶谱的低频分量放大、高频分量衰减。

由于试验中的软弱土层对输入地震波具有放大和滤波作用, 使得土层表面地震动的低频分量占据主导地位。反观上部结构, 11

层结构较 10 层结构的振动周期长, 也即 11 层结构的振动频率与振动台台面的输入地震动能量较强的低频成分更为接近, 因此, 11 层结构对其基底地震动的影响较 10 层结构对其基底地震动的影响要大。

11-4-4 SSI 效应对上部结构地震反应的影响^[42]

SSI 效应对输入地震动具有多方面的影响, 一是土层作为地震波的传播介质, 输入地震动通过土层传播至地面时, 地面地震动的强度与输入地震动强度不同; 二是土层具有低频放大和高频滤波效应, 地面地震动的频谱成分与输入地震动频谱成分不同。因此, 与刚性地基条件下上部结构的地震反应相比, 地震动通过土层传至基础, 继而作用

于上部结构所产生的地震反应显然是不一样的。这里, 通过比较刚性地基和柔性地基条件下上部结构地震反应的差异, 分析 SSI 效应对上部结构地震反应的影响。

上部结构地震反应的大小用楼层峰值加速度放大系数 β_{floor} 表示, 定义如下:

$$\beta_{\text{floor}} = \frac{a_{\text{floor}}}{a_{\text{in}}} \quad (11-33)$$

式中: a_{floor} ——楼层的峰值加速度。

为了量化 SSI 效应对上部结构地震反应的影响, 比较 SM 体系和 M 体系在输入同一地震波时振动台试验测得的楼层峰值加速度, 定义楼层峰值加速度减幅 R_{SSI} 为

$$R_{\text{SSI}} = \frac{a_{\text{M}} - a_{\text{SM}}}{a_{\text{M}}} \times 100\% \quad (11-34)$$

式中: a_{M} ——振动台试验测得的 M 结构体系的楼层峰值加速度;

a_{SM} ——振动台试验测得的 SM 结构体系的楼层峰值加速度。

1. 刚性地基条件下上部结构的地震反应

试验中将模型结构直接放置在振动台上模拟刚性地基条件。对输入相同地震波、不同峰值加速度的试验结果进行比较, 以分析输入地震动强度对楼层地震反应的影响, 如图 11-38 所示。可以看出, 对不同的输入地震动, 楼层峰值加速度放大系数 β_{floor} 依楼

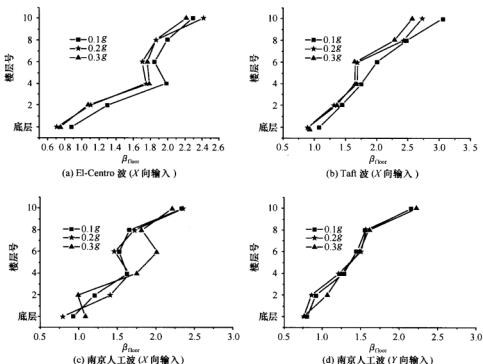


图 11-38 刚性地基条件下楼层峰值加速度放大系数比较

层的分布基本上都呈直线关系,输入地震动特性对 β_{floor} 的大小有一定影响;输入相同地震波、不同峰值加速度时, β_{floor} 依楼层的分布形状相似,且大小也相差不大。

2. 柔性地基条件下上部结构的地震反应

图 11-39 是柔性地基条件下上部结构楼层加速度放大系数分布图。可以看出:① 对不同的输入地震动,楼层加速度放大系数 β_{floor} 依楼层的分布形式基本一致;② 对同一条输入地震波, β_{floor} 依楼层的分布与输入地震动峰值加速度的大小密切相关,且输入地震动峰值加速度越大, β_{floor} 就越小;③ β_{floor} 依楼层的分布呈现波浪式。

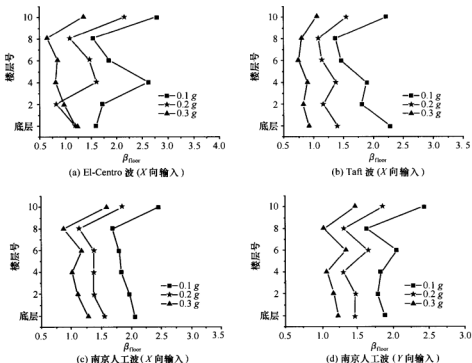


图 11-39 柔性地基条件下楼层峰值加速度放大系数比较

由此可见,柔性地基条件下楼层的峰值加速度大小及其依楼层的分布形式与刚性地基条件下的振动台试验结果存在显著差别。对于峰值加速度相同的同一条输入地震波,刚性和柔性地基条件下同一楼层峰值加速度放大系数的差异是 SSI 效应影响的结果。这说明在建筑抗震设计中考虑 SSI 效应的影响是必要的。

3. SSI 效应对上部结构的减震效应

由试验结果计算得到的各工况下结构楼层加速度减幅如表 11-11 所示。当 X 向输入地震动的峰值加速度为 0.1g 时,各楼层的峰值加速度减幅有正有负。减幅为负则意

意味着 SSI 效应加大上部结构的地震反应。结构底层峰值加速度的加大幅度最大,可达 80%~120%左右;而当输入地震动的峰值加速度为 0.2g、0.3g 时,除结构底层外,上部结构的峰值加速度均有不同程度的减小,最大减幅可达 65%,平均为 30%左右。

表 11-11 SSI 效应引起的楼层峰值加速度减幅 R_{SSI}

楼层序号	各楼层的峰值加速度减幅/%								
	输入 El-Centro 波的峰值加速度								
	0.1g			0.2g			0.3g		
	a_M	a_{SM}	R_{SSI}	a_M	a_{SM}	R_{SSI}	a_M	a_{SM}	R_{SSI}
10	0.234	0.278	-18.8	0.483	0.433	10.4	0.665	0.405	39.1
8	0.200	0.154	23.0	0.374	0.219	41.4	0.559	0.195	65.1
6	0.185	0.186	-0.5	0.341	0.294	13.8	0.529	0.255	21.8
4	0.198	0.262	-32.3	0.365	0.321	12.1	0.537	0.243	54.7
2	0.130	0.173	-33.1	0.258	0.165	25.1	0.333	0.292	12.3
底层	0.088	0.160	-81.8	0.148	0.238	-60.8	0.224	0.358	-59.8

楼层序号	各楼层的峰值加速度减幅/%								
	输入 Taft 波的峰值加速度								
	0.1g			0.2g			0.3g		
	a_M	a_{SM}	R_{SSI}	a_M	a_{SM}	R_{SSI}	a_M	a_{SM}	R_{SSI}
10	0.325	0.223	31.4	0.587	0.312	46.8	0.847	0.315	62.8
8	0.254	0.137	46.1	0.488	0.216	55.7	0.712	0.240	66.3
6	0.200	0.146	27.0	0.377	0.228	39.5	0.562	0.226	59.8
4	0.176	0.189	-7.4	0.338	0.275	18.6	0.496	0.270	45.6
2	0.152	0.180	-18.4	0.282	0.233	17.4	0.408	0.248	39.2
底层	0.109	0.228	-109.2	0.180	0.279	-55.0	0.270	0.275	-1.9

楼层序号	各楼层的峰值加速度减幅/%								
	输入南京人工地震波的峰值加速度								
	0.1g			0.2g			0.3g		
	a_M	a_{SM}	R_{SSI}	a_M	a_{SM}	R_{SSI}	a_M	a_{SM}	R_{SSI}
10	0.235	0.247	-5.1	0.472	0.371	21.4	0.894	0.479	46.4
8	0.166	0.169	-1.8	0.345	0.227	34.2	0.665	0.262	60.6
6	0.153	0.180	-17.6	0.295	0.276	6.4	0.547	0.353	35.5
4	0.163	0.183	-12.3	0.332	0.274	17.5	0.608	0.305	49.8
2	0.121	0.197	-62.8	0.283	0.274	3.2	0.524	0.330	37.0
底层	0.093	0.206	-121.5	0.158	0.309	-95.6	0.297	0.383	-29.0

由此可见, SSI 效应对结构楼层加速度反应具有显著影响。当输入地震动的峰值加速度较大时, SSI 效应对上部结构地震反应的影响主要体现为减震效应, 且具有一定的规律性:

(1) 图 11-40 和图 11-41 是振动台台面输入 El-Centro 波时第八层和第六层层顶楼面测得的加速度时程曲线。可以看出, 随着输入地震动峰值加速度的增大, 刚性和柔性地基条件下的楼层峰值加速度的差异也加大; 同样, 对于振动台台面输入 Taft 波和南

京人工波的试验结果,也具有类似的规律(见图 11-42 和图 11-43)。总体上看,SSI 效应对楼层峰值加速度的减幅与输入地震动峰值加速度的大小有一定关系,输入地震动的峰值加速度愈大,SSI 效应对上部结构地震反应的减震效应愈大。

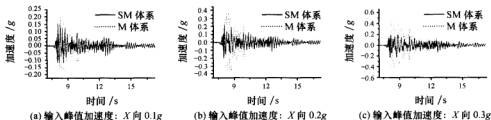


图 11-40 输入 El-Centro 波时第八层层顶楼面测得的加速度时程曲线

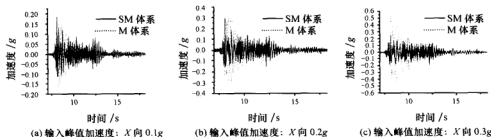


图 11-41 输入 El-Centro 波时第六层层顶楼面测得的加速度时程曲线

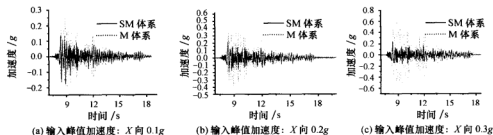


图 11-42 输入 Taft 波时第八层层顶楼面测得的加速度时程曲线

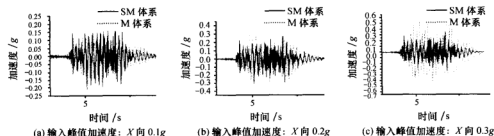


图 11-43 输入南京人工波时第六层层顶楼面测得的加速度时程曲线

(2) 对于同样的 SSI 体系, 其振动特性相同。因此, 对于具有相同峰值加速度的不同输入地震波而表现出楼层峰值加速度减幅 R_{SSI} 不同的现象 (见表 11-11), 仅仅是由于输入地震动频谱特性的差异而造成的。如 X 向输入地震动峰值加速度为 $0.1g$ 时, 一般地, 输入 Taft 波时 R_{SSI} 最大, 输入 El-Centro 波时 R_{SSI} 次之, 输入南京人工波 R_{SSI} 最小。因此, SSI 效应对上部结构地震反应的影响与输入地震动的频谱特性有关。

(3) 试验结果表明, 楼层峰值加速度减幅 R_{SSI} 依楼层位置的不同而不同。一般地, SSI 效应使结构底层的地震反应放大; 随着楼层高度的增加, SSI 效应对楼层的地震反应起减震作用。结构第八层的 R_{SSI} 最大, 其次是结构顶层的 R_{SSI} 值。这可能与 SSI 体系的振型有关。通常, 刚性地基条件下小高层结构的地震反应主要受第一振型影响, 因此结构顶层的地震反应最大; 而在柔性地基条件下小高层结构的地震反应与 SSI 体系的前三阶振型均有很大关系, 因此结构的地震反应并不是结构顶层最大。总体而言, SSI 效应对楼层峰值加速度减幅 R_{SSI} 的影响与楼层位置有关, 对结构上部楼层的影响要比对结构下部楼层的影响大。

上述分析表明, SSI 效应对上部结构的地震反应具有一定的减震作用, 其减震幅度与输入地震动的强度和频谱特性以及楼层的位置有关。

11-4-5 SSI 效应对 TMD 控制性能的影响

1. 刚性地基条件下 TMD 对主体结构的减震效应

根据 11-4-1 节对十层原型结构和十一层原型结构振动特性的计算结果可以看出, 试验所设计的顶层子结构对刚性地基上的主体结构具有很好的减震作用。这里, 通过 MT 体系和 M 体系 24 个工况的振动台试验结果的对比, 进一步分析 TMD 控制系统在刚性地基条件下的减震控制效果。

通过比较 M 体系和 MT 体系的振动台试验在输入同一条地震波时测得的主体结构的地震反应, 可以对设置在顶层的 TMD 系统对主体结构地震反应的减震效果做出评价。图 11-44 为振动台台面分别输入 El-Centro 波、Taft 波和南京人工波时 M 体系和 MT 体系主体结构的峰值加速度依楼层的分布。

图 11-44 表明, 模拟 TMD 系统的顶层小结构在刚性地基条件下对主体结构起到了一定的减震作用; 在三条不同的地震波作用下 TMD 系统的减震效果有所不同, 在南京人工波与 Taft 波作用下减震效果较好, 且输入地震波的峰值加速度大小与 TMD 系统的减震效果有一定的关系。一般地, 输入地震波的峰值加速度越大, 则 TMD 系统对楼层峰值加速度的减震效果越好; 在结构的中上部, 峰值加速度的减小幅度较结构其他部位大, 且随着输入波的峰值加速度的增大, 这一现象越为明显。

为了量化 TMD 系统对主体结构的减震效果, 无量纲的楼层峰值加速度减幅 R_{TMD} 定义如下:

$$R_{\text{TMD}} = \frac{a_{\text{M}} - a_{\text{MT}}}{a_{\text{M}}} \times 100\% \quad (11-35)$$

式中: a_{MT} ——振动台试验测得的 MT 结构体系的楼层峰值加速度。

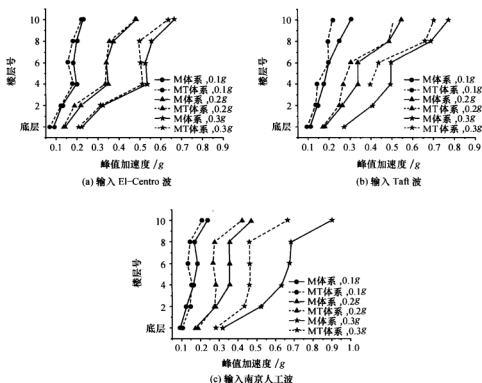


图 11-44 刚性地基上 TMD 对 X 向主体结构各楼层峰值加速度的控制

据此定义求得 TMD 系统对主体结构的楼层加速度减幅 R_{TMD} 如表 11-12 所示。可以看到, 在刚性地基条件下振动台台面输入 El-Centro 波时 R_{TMD} 值为 4%~20%, 输入 Taft 波时 R_{TMD} 值为 5%~30%, 而输入南京人工波时 R_{TMD} 值为 10%~33%。

表 11-12 刚性地基条件下 TMD 系统对主体结构的减震效应

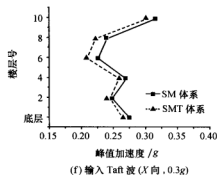
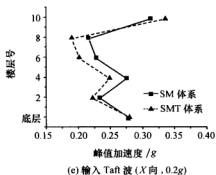
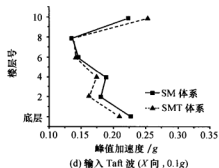
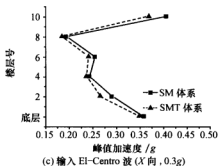
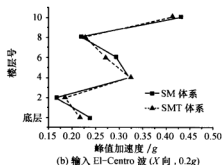
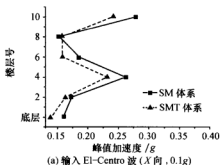
楼层号	各楼层的峰值加速度减幅 $R_{TMD}/\%$											
	输入 El-Centro 波的峰值加速度						输入 Taft 波的峰值加速度					
	0.1g		0.2g		0.3g		0.1g		0.2g		0.3g	
	a_{MT}	R_{TMD}	a_{MT}	R_{TMD}	a_{MT}	R_{TMD}	a_{MT}	R_{TMD}	a_{MT}	R_{TMD}	a_{MT}	R_{TMD}
10	0.229	2.1	0.481	0.4	0.637	4.2	0.230	29.2	0.547	6.8	0.772	8.9
8	0.179	10.5	0.356	4.8	0.497	11.1	0.200	21.2	0.487	0.2	0.686	3.7
6	0.157	15.1	0.340	0.3	0.505	4.5	0.199	0.5	0.339	10.1	0.497	11.6
4	0.182	8.1	0.350	4.1	0.515	4.1	0.145	17.6	0.267	21.0	0.401	19.2
2	0.124	4.6	0.220	14.7	0.323	3.0	0.144	5.3	0.264	6.4	—	—
底层	0.071	19.3	0.142	4.1	0.208	7.1	0.096	11.9	0.172	4.4	—	—

注: 各工况下的 a_M 值见表 11-11。

上述试验结果验证了试验设计的 TMD 系统在刚性地基条件下对主体结构具有较好的减震效果; TMD 系统的减震性能与输入地震动特性及楼层的位置有关。

2. 柔性地基条件下 TMD 对主体结构的减震效应

通过比较 SMT 体系和 SM 体系振动台试验测得的主体结构的地震反应, 可以分析 SSI 效应对 TMD 减震效果的影响。为了与刚性地基条件下的振动台试验结果进行比较, 柔性地基条件下的振动台试验加载工况与刚性地基条件下的相同。图 11-45 为部分加载工况下两种结构体系的楼层峰值加速度依楼层位置的变化。



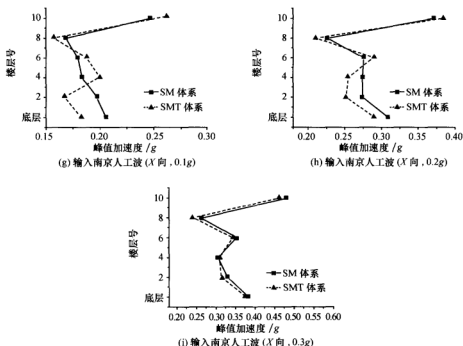


图 11-45 柔性地基条件下 SM 体系与 SMT 体系的楼层峰值加速度比较

由于 SSI 效应的存在, TMD 系统对主体结构不一定是起减震作用, 有可能会加大主体结构在某些楼层的加速度反应。如输入 El-Centro 波、峰值加速度为 $0.1g$ 时 [见图 11-45 (a)] 主体结构的第八层及输入南京人工波时的中部楼层 [见图 11-45 (g)], 此时 TMD 系统非但没有发挥设计预期的减震功能, 反而对控制结构地震反应起到了负面作用, 这一点应引起了工程师们的特别注意。总体来看, 柔性地基条件下 TMD 系统的减震效果不太理想, 尤其是当输入地震波的峰值加速度较小时; 但随着输入地震波峰值加速度的增大, TMD 系统的减震效果有所提高, 主体结构的峰值加速度均有所减小。

同样, 也以楼层峰值加速度的减小幅度表征柔性地基条件下 TMD 系统对主体结构的减震效果, 此时, 楼层峰值加速度减幅 R'_{TMD} 定义为

$$R'_{TMD} = \frac{a_{SM} - a_{SMT}}{a_{SM}} \times 100\% \quad (11-36)$$

式中: a_{SMT} ——振动台试验测得的 SMT 结构体系的楼层峰值加速度。

按此定义, 柔性地基条件下 TMD 系统对主体结构的减震效果如表 11-13 所示。该表直观地表明, 随着输入地震动峰值加速度的增大, TMD 系统对主体结构的减震效果变得比较明显。当输入地震动的峰值加速度达到 $0.3g$ 时, 在这三条输入地震波作用下 TMD 系统对主体结构均起到减震作用。

表 11-13 柔性地基条件下 TMD 对主体结构的减震效应

楼层号	各楼层的峰值加速度减幅 R'_{TMD}																	
	输入 El-Centro 波的峰值加速度									输入 Taft 波的峰值加速度								
	0.1g			0.2g			0.3g			0.1g			0.2g			0.3g		
	a_{SMT} /g	R'_{TMD} /%		a_{SMT} /g	R'_{TMD} /%		a_{SMT} /g	R'_{TMD} /%		a_{SMT} /g	R'_{TMD} /%		a_{SMT} /g	R'_{TMD} /%		a_{SMT} /g	R'_{TMD} /%	
10	0.242	12.9	0.416	4.0	0.370	8.6	0.254	-13.7	0.335	-7.5	0.301	4.3	0.254	-3.0	0.384	-3.4	0.462	3.6
8	0.158	-2.8	0.228	-3.9	0.185	5.3	0.139	-1.2	0.190	12.2	0.222	7.4	0.157	6.9	0.212	6.8	0.242	7.8
6	0.159	14.6	0.271	7.9	0.242	5.0	0.143	2.3	0.202	11.6	0.209	7.4	0.188	-4.4	0.290	-5.1	0.345	2.4
4	0.232	11.3	0.324	-0.8	0.237	2.5	0.175	7.6	0.249	9.4	0.259	4.1	0.200	-9.1	0.255	6.9	0.307	-0.8
2	0.163	6.0	0.184	-11.8	0.267	8.6	0.163	9.5	0.221	5.0	0.245	1.3	0.167	15.1	0.252	8.1	0.314	4.8
底层	0.140	12.5	0.217	9.0	0.350	2.2	0.210	7.9	0.280	-0.5	0.264	4.1	0.183	11.1	0.290	6.1	0.377	1.6

注：各工况下的 a_{SMT} 值见表 11-11。

在柔性地基条件下，SMT 体系与 SM 体系地震反应的不同显然是由 TMD 系统所引起的。从以上分析可以看出，柔性地基条件下 TMD 系统对主体结构的减震效果并不理想。TMD 系统有时并不能发挥所设想的减震作用，甚至在某些时候还会产生负面影响，使得主体结构的楼层峰值加速度变大；对不同的输入地震动及对具有不同峰值加速度的同一条输入地震波，TMD 系统对主体结构的减震效果均有可能不一样。一般地，具有以下规律：

(1) 柔性地基条件下 TMD 系统对主体结构的减震效果与输入地震动的频谱特性有关。从该振动台试验结果看，输入 El-Centro 波和 Taft 波时的减震效果较之输入南京人工波的要好。

(2) TMD 系统对主体结构的减震效果与输入地震动的峰值加速度大小有关。当输入地震动的峰值加速度较小时，TMD 系统对主体结构地震反应的作用存在三种可能情况：减震作用，不起作用，以及负面放大作用。

(3) 随着输入地震动峰值加速度的增大，TMD 系统对主体结构的减震作用趋于明显。在该振动台试验中，对于输入 El-Centro 波和 Taft 波，当输入峰值加速度为 0.2g 时，其结果以减震为主；当输入峰值加速度为 0.3g 时，TMD 系统均起到减震作用。对于输入南京人工波，也具有类似的规律。

(4) 在不同的输入地震动作用下，TMD 系统对主体结构同一楼层的减震效果也不尽相同。

11-4-6 SSI 效应与 TMD 减震效应对主体结构地震反应影响的比较

以上分析表明，在刚性和柔性地基条件下结构的地震反应有很大差异，这是由于柔性地基条件下存在 SSI 效应。当主体结构顶层设置 TMD 减震控制系统时，在刚性地基条件下能发挥预期减震效果的 TMD 系统，在柔性地基条件下由于 SSI 效应对 TMD 系统减震效应的抑制作用，TMD 系统的减震效果并不理想。显然，柔性地基条件下主体结构的地震反应受 TMD 系统减震效应与 SSI 效应的共同作用所影响。因此，探讨 SSI 效应与 TMD 系统减震效应在主体结构地震反应中所起的作用，对于加深柔性地基条件

下 TMD 系统减震性能的了解是非常有益的。为此, 将 SMT 体系中主体结构的地震反应看作是 M 体系的地震反应在经过 TMD 系统减震效应与 SSI 效应共同影响后的结果。同时, 为了考察 SSI 效应和 TMD 减震效应的共同作用, 也以楼层峰值加速度的减小幅度表征 SSI 效应和 TMD 减震效应的共同作用对主体结构的减震效果, 此时, 楼层峰值加速度减幅 $R_{\text{SSI+TMD}}$ 定义为

$$R_{\text{SSI+TMD}} = \frac{a_M - a_{\text{SMT}}}{a_M} \times 100\% \quad (11-37)$$

1. M 体系与 SMT 体系中主体结构地震反应的差异

图 11-46 是输入 El-Centro 波时 SMT 体系的楼层峰值加速度减幅 $R_{\text{SSI+TMD}}$ 。可以看出, 结构体系的 X 向振动与 Y 向振动呈现出大致相似的规律: 在结构的下部, SMT 体系的楼层峰值加速度比 M 体系的大, 且输入地震动峰值加速度越小, 两者的差距也越大; 在结构的中上部分, SMT 体系的楼层峰值加速度一般比 M 体系的小, 且随着输入地震动峰值加速度的增大, 两者的差距也增大。

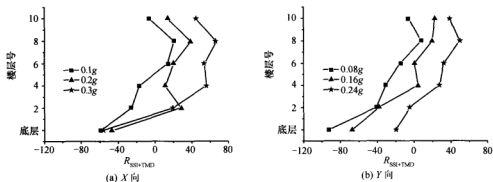


图 11-46 输入 El-Centro 波时 M 体系与 SMT 体系楼层峰值加速度的比较

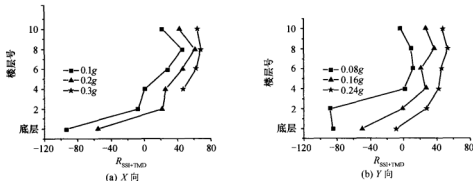


图 11-47 输入 Taft 波时 M 体系与 SMT 体系楼层峰值加速度的比较

图 11-47 是输入 Taft 波时 SMT 体系的楼层峰值加速度减幅 $R_{SSI+TMD}$ 。从比较结果来看,当输入地震动的峰值加速度较小时,SMT 体系结构下部楼层的峰值加速度相对于 M 体系同楼层的峰值加速度要大;当输入地震动峰值加速度较大时,SMT 体系结构中上部楼层的峰值加速度相对于 M 体系同楼层的峰值加速度要小,且 $R_{SSI+TMD}$ 值随峰值加速度的增大而增大。

图 11-48 是输入南京人工波时 SMT 体系的楼层峰值加速度减幅 $R_{SSI+TMD}$ 。对同一楼层,输入地震动峰值加速度越大,X 向楼层峰值加速度减幅 $R_{SSI+TMD}$ 也越大;结构 Y 向振动时大部分楼层的峰值加速度减幅是负值,即 SMT 体系楼层的峰值加速度多数情况下大于 M 体系楼层的峰值加速度。

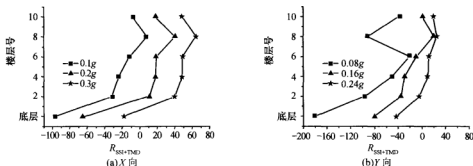


图 11-48 输入南京人工波时 M 体系与 SMT 体系楼层峰值加速度的比较

总体来看,SMT 体系与 M 体系的地震反应大致体现出以下几个特点:

- (1) SMT 体系底层的加速度反应较 M 体系底层的加速度反应大,两者之间的差异最大可达约 180%、最小约为 25%。
- (2) 结构楼层中上部, $R_{SSI+TMD}$ 值相对较大, $R_{SSI+TMD}$ 最大值一般出现在结构的第八层,其次为结构顶部。
- (3) 在同一楼层,一般地,输入相同的地震波时,随着输入峰值加速度的增大, $R_{SSI+TMD}$ 也增大。
- (4) SMT 体系第 4~6 层的峰值加速度与 M 体系第 4~6 层的峰值加速度最为接近,即在结构的中部,这两种结构体系的地震反应最为接近。

2. SSI 效应、TMD 减震效应及其耦合效应

M 体系与 SMT 体系的地震反应存在很大差异,这是 SSI 效应、TMD 减震效应及其耦合效应共同作用的结果。为了更清楚地揭示出 SMT 体系中这三种因素对结构地震反应的影响程度,将 SMT 体系的地震反应看作是 M 体系的地震反应叠加 SSI 效应、TMD 减震效应,以及 SSI 效应和 TMD 减震效应的耦合效应 (SSI 效应对 TMD 减震效应的影响) 的结果。这样,表征 SSI 效应和 TMD 减震效应的共同作用对 SMT 体系主体结构减震效果的楼层峰值加速度减幅 $R_{SSI+TMD}$ 可以表示为

$$R_{SSI+TMD} = R_{SSI} + R'_{TMD} + R_{coupling} \quad (11-38)$$

式中: R_{coupling} ——表示 SSI 效应对 TMD 减震效应的影响, 即 SSI 效应和 TMD 减震效应的耦合效应对 SMT 体系减震效果的影响。

根据 R_{SSI} 、 R'_{TMD} 和 $R_{\text{SSI}+\text{TMD}}$ 的定义, 可以导出以下关系:

$$R_{\text{coupling}} = (a_{\text{SMT}} - a_{\text{TMD}}) \left(\frac{1}{a_{\text{M}}} - \frac{1}{a_{\text{SMT}}} \right) \times 100\% \quad (11-39)$$

从表 11-14~表 11-16 可知, SSI 效应、TMD 减震效应及两者的耦合效应对主体结构地震反应均有影响。为了清楚、直观地表示出这三种影响因素的作用大小, 将每种因素的作用大小用一个长方形来表示。

表 11-14 输入 El-Centro 波时 SSI 效应、TMD 减震效应及其耦合效应对结构地震反应的影响

楼层号	X 方向输入的峰值加速度: 0.1g					X 方向输入的峰值加速度: 0.2g					X 方向输入的峰值加速度: 0.3g				
	a_{SMT} /g	a_{M} /g	R_{soil} /%	R'_{TMD} /%	R_{coupling} /%	a_{SMT} /g	a_{M} /g	R_{soil} /%	R'_{TMD} /%	R_{coupling} /%	a_{SMT} /g	a_{M} /g	R_{soil} /%	R'_{TMD} /%	R_{coupling} /%
10	0.243	0.234	-21.3	12.8	4.7	0.415	0.483	10.5	4.0	-0.4	0.370	0.665	39.1	8.6	-3.3
8	0.158	0.200	23.1	-2.8	0.7	0.228	0.374	41.4	-3.9	1.5	0.185	0.559	65.2	5.3	-3.5
6	0.159	0.185	-0.4	14.6	0.1	0.271	0.341	13.8	7.9	-1.2	0.242	0.529	51.9	5.0	-2.6
4	0.232	0.198	-31.9	11.3	3.4	0.324	0.365	8.3	-0.8	3.7	0.237	0.537	54.7	2.5	-1.3
2	0.163	0.130	-33.4	6.0	2	0.184	0.258	25.1	-11.8	15.4	0.267	0.333	9.8	8.6	1.4
底层	0.140	0.088	-81.4	12.5	9.8	0.217	0.148	-67.2	9.0	11.6	0.350	0.224	-60.0	2.2	1.5

表 11-15 输入 Taft 波时 SSI 效应、TMD 减震效应及其耦合效应对结构地震反应的影响

楼层号	X 方向输入的峰值加速度: 0.1g					X 方向输入的峰值加速度: 0.2g					X 方向输入的峰值加速度: 0.3g				
	a_{SMT} /g	a_{M} /g	R_{soil} /%	R'_{TMD} /%	R_{coupling} /%	a_{SMT} /g	a_{M} /g	R_{soil} /%	R'_{TMD} /%	R_{coupling} /%	a_{SMT} /g	a_{M} /g	R_{soil} /%	R'_{TMD} /%	R_{coupling} /%
10	0.253	0.325	27.3	-13.7	8.6	0.336	0.587	42.9	-7.5	7.4	0.302	0.847	59.1	4.3	0.9
8	0.138	0.254	44.8	-1.2	2.1	0.190	0.488	55.7	12.2	-6.8	0.222	0.712	65.0	7.4	-3.6
6	0.143	0.200	27.0	2.3	-0.8	0.202	0.377	32.7	11.6	1.8	0.209	0.562	54.5	7.4	0.9
4	0.174	0.176	-7.1	7.6	0.6	0.249	0.338	18.8	9.4	-1.9	0.259	0.496	45.6	4.1	-1.9
2	0.163	0.152	-25.0	9.5	8.3	0.221	0.282	11.7	5.0	4.9	—	—	39.1	1.3	—
底层	0.210	0.109	-109.8	7.9	9.2	0.280	0.180	-55.5	-0.5	0.5	—	—	-1.7	4.1	—

表 11-16 输入南京人工波时 SSI 效应、TMD 减震效应及其耦合效应对结构地震反应的影响

楼层号	X 方向输入的峰值加速度: 0.1g					X 方向输入的峰值加速度: 0.2g					X 方向输入的峰值加速度: 0.3g				
	a_{SMT} /g	a_{M} /g	R_{soil} /%	R'_{TMD} /%	R_{coupling} /%	a_{SMT} /g	a_{M} /g	R_{soil} /%	R'_{TMD} /%	R_{coupling} /%	a_{SMT} /g	a_{M} /g	R_{soil} /%	R'_{TMD} /%	R_{coupling} /%
10	0.254	0.235	-5.1	-3.0	0.1	0.383	0.472	21.4	-3.4	0.9	0.462	0.894	46.4	3.6	-1.7
8	0.157	0.166	-1.5	6.9	0	0.212	0.345	34.1	6.8	-2.3	0.242	0.665	60.6	7.8	-4.8
6	0.188	0.153	-17.4	-4.4	-1.1	0.290	0.295	6.3	-5.1	0.4	0.344	0.547	35.5	2.4	-0.8
4	0.200	0.163	-12.3	-9.1	-1.3	0.293	0.332	17.5	6.9	-12.7	0.308	0.608	49.8	-0.8	0.3
2	0.167	0.121	-63.0	15.1	32.7	0.252	0.283	3.2	8.1	-0.3	0.314	0.524	37.0	4.8	-1.7
底层	0.183	0.093	-120.6	11.1	12.7	0.290	0.158	-95.3	6.1	5.7	0.377	0.297	-28.8	1.6	0.3

输入 El-Centro 波时影响主体结构地震反应的三种因素的作用大小如图 11-49 所示。显然, 不论输入地震波峰值加速度的大小, SSI 效应对结构地震反应的影响是决定性

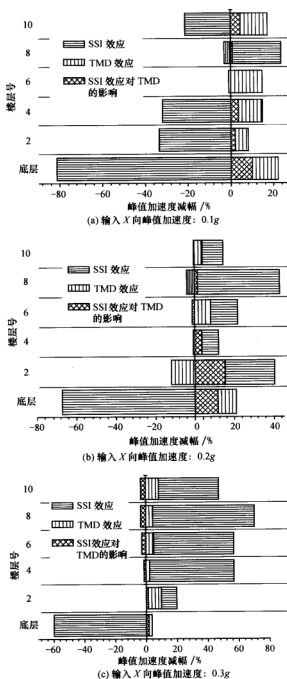


图 11-49 输入 El-Centro 波时 SSI 效应、TMD 减震效应及其耦合效应的作用大小比较

的;对每一楼层,若 SSI 效应导致该层地震反应减小,则该层地震反应必然减小,反之亦然。图 11-49 还说明,TMD 减震效应在输入地震波峰值加速度较小时,其效果比较明显;当输入地震波峰值加速度较大时,其效果有所减弱。此时,SSI 效应对 TMD 减震效应的影响也很小,在某些楼层甚至可以忽略不计。

图 11-50 给出输入 Taft 波时影响主体结构地震反应的三种因素作用的比较结果。SSI 效应对各楼层地震反应的影响仍起主导作用;当输入地震波峰值加速度较大时,SSI 效应对主体结构能够发挥较好的减震作用。TMD 减震效果对结构的中上部楼层较好。此外,SSI 效应有时会抑制 TMD 系统减震效应的发挥。

与输入 El-Centro 波和 Taft 波不同,当输入南京人工波时,SSI 效应对主体结构地震反应的影响并不完全占主导地位(见图 11-51),尤其是在输入地震波峰值加速度较小时;当输入地震波峰值加速度较大时,SSI 效应对 TMD 减震效应的影响很小,有时可以忽略不计。一般地,在南京人工波作用下 TMD 系统对结构主要起减震作用。

综上所述,当结构地震反应同时受到 SSI 效应和 TMD 减震效应影响时,一般地,SSI 效应是影响主体结构地震反应的主要因素,TMD 减震效应具有一定的影响。SSI 效应有时还会影响 TMD 减震效应的发挥,导致 TMD 系统的设置给主体结构的地震反应带来负面效应。主体结构在 SSI 效应、TMD 减震效应及其耦合效应共同作用下的地震反应与输入地震动的频谱特性、峰值加速度大小及楼层位置也有很大关系。从振动台试验结果来看,与刚性地基条件下的结构地震反应相比,大致有以下几个规律:

(1) 当输入地震动的峰值加速度较小(X 方向 $0.1g$) 时,在 SSI 效应和 TMD 减震效应的共同影响下,主体结构在柔性地基条件下的地震反应可能放大,也可能减小,其放大与减小的幅度主要由 SSI 效应决定,且与输入地震动的频谱特性和楼层位置有关。

(2) 当输入地震动的峰值加速度较大(X 向 $0.2g$ 和 $0.3g$) 时,在 SSI 效应和 TMD 减震效应的共同作用下,主体结构在柔性地基条件下的地震反应明显减小。这主要是由于输入地震动的峰值加速度较大时,SSI 效应对主体结构地震反应起减震作用,TMD 减震效应相对较为明显所致,其减小幅度也与输入地震动的频谱特性和楼层位置有关。

(3) 在 SSI 效应和 TMD 减震效应的共同作用下,柔性地基条件下主体结构底层的地震反应明显放大,且随着输入地震动峰值加速度的增大,主体结构底层地震反应的放大幅度减小。由于底层结构最靠近土层表面,所以土层的放大效应对底层地震反应影响很大,而且底层地震反应所呈现的规律与土层的放大效应所呈现的规律基本一致。

11-5 大型振动台模型试验的数值模拟及对比研究

近年来,国内外许多学者从不同的角度、采用不同的方法、以不同的结构形式为研究对象,开展了 SSI 效应对 TMD 减震控制性能影响的数值分析工作。但是,这些数值分析大多不是基于试验而进行的,其中所建立的模型是否合理、各种假设带来的误差究竟有多大,并不能从其结果中体现出来,且没有试验的验证。因此,基于振动台模型试

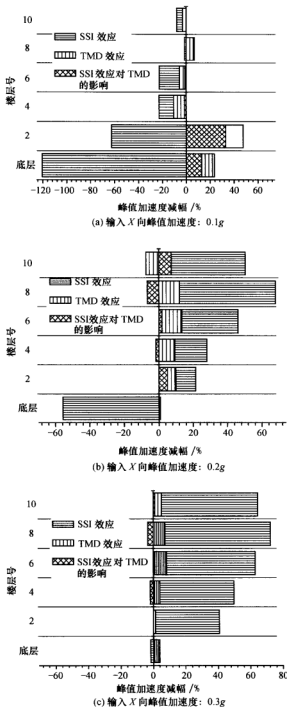
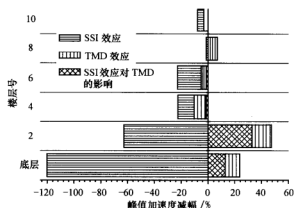
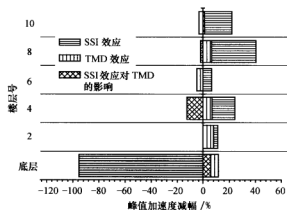


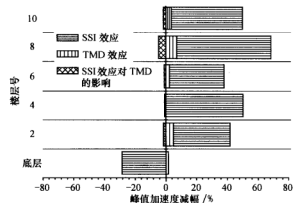
图 11-50 输入 Taft 波时 SSI 效应、TMD 减震效应及其耦合效应的作用大小比较



(a) 输入 X 向峰值加速度: 0.1g



(b) 输入 X 向峰值加速度: 0.2g



(c) 输入 X 向峰值加速度: 0.3g

图 11-51 输入南京人工波时 SSI 效应、TMD 减震效应及其耦合效应的作用大小比较

验进行数值分析,将振动台模型试验结果与数值模拟结果进行对比研究具有重要的意义。为此,作者利用土与结构动力相互作用三维有限元分析专业软件 SASSI2000 开展了基于振动台模型试验的土-结构-TMD 动力相互作用数值模拟,将试验结果与计算结果进行对比研究。

数值计算与振动台试验的输入地震波相同,表 11-17 为三条输入地震波的基本信息。

表 11-17 三条输入地震波的基本信息

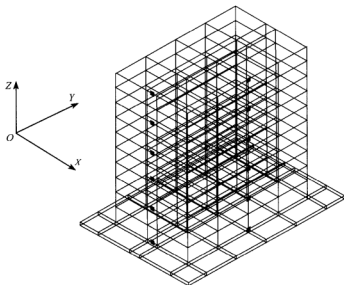
输入地震波	峰值加速度/ g	时间步长/ s	持时/ s	截止频率/ Hz
El-Centro 波	0.1, 0.2, 0.3	0.00372	11.16	40
Taft 波	0.1, 0.2, 0.3	0.00372	11.16	40
南京人工波	0.1, 0.2, 0.3	0.00372	5.58	15

11-5-1 SSI 效应对上部结构地震反应影响的对比研究^[43]

1. 计算模型与方法

计算中假设地基土为覆盖于基岩上的半无限黏弹性水平成层土,采用等效线性动黏弹性模型描述土的动力非线性。由于软件 SASSI2000 自身不能求解非线性问题,因此,在用软件 SASSI2000 进行土与结构相互作用分析之前,先用软件 SHAKE91 进行自由场的地震反应分析,将所得到的与应变相容的土的动剪切模量和阻尼比作为地基土的计算参数,以近似考虑土的动力非线性的影响。

图 11-52 为计算采用的结构模型。上部结构以通过结点相连接的三维有限单元代



注:黑色方框指示测点所在位置

图 11-52 结构模型计算简图

替,其中,梁、柱用三维梁单元模拟,每个结点有三个平动自由度及三个转动自由度。楼板用四结点壳单元模拟,每个结点有三个平动自由度和三个转动自由度。试验模型中所施加的人工质量平均分布于壳单元上。试验模型的上部结构通过 20 根短柱与基础连接,基础视为平板基础,用八结点块体单元模拟,每个结点有三个平动自由度。试验将上部结构固定在振动台台面上以分析刚性地基上结构的地震反应。因此,在计算中,刚性地基上的平板基础每个结点只有与地震波输入方向相同的一个平动自由度。

2. 刚性地基条件下结构地震反应的对比研究

计算中假设上部结构的基础是直接建在基岩上;试验时将上部结构基础固定于振动台台面上。计算中只考虑结构的材料阻尼影响,阻尼比取 0.04。室温条件下,有机玻璃的弹性模量取为 2.83 GPa,泊松比取 0.363,重度为 12.2 kN/m³。结构梁截面尺寸为 1.0 cm×2.0 cm,柱截面尺寸为 2.5 cm×2.5 cm,楼板厚约 5 mm,其中 1~9 层每层施加的人工质量为 74.6 kg,10 层施加的人工质量为 47.1 kg,结构每层自重约为 10.8 kg。

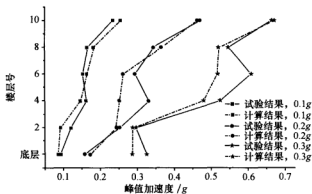
表 11-18 为输入 El-Centro 波和 Taft 波时 M 体系楼层峰值加速度的振动台试验测量值与计算值的比较。需要说明的是,试验在输入 El-Centro 波和 Taft 波时均是 X 向和 Y 向同时输入,而计算结果给出的是 X 向和 Y 向单向输入时的楼层峰值加速度,两者的结果有一定的差距,最大相差 25% 左右,最小相差 3% 左右。虽然同一方向上振动台试验与数值计算所输入的地震波峰值加速度相同,但试验与计算是在不同的加载条件下进行的,考虑到双向输入时耦联作用的影响,总体而言,试验与计算结果还是较为接近的。

表 11-18 输入 El-Centro 波和 Taft 波时 M 体系 X 向振动的试验与计算结果的比较

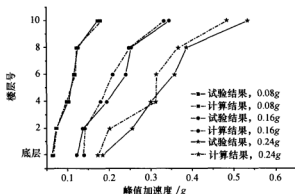
楼层号	X 向输入 El-Centro 波/g						X 向输入 Taft 波/g					
	峰值: 0.1		峰值: 0.2		峰值: 0.3		峰值: 0.1		峰值: 0.2		峰值: 0.3	
	试验	计算	试验	计算	试验	计算	试验	计算	试验	计算	试验	计算
10	0.2295	0.2598	0.4833	0.4788	0.6653	0.7199	0.3062	0.2947	0.5468	0.5124	0.7717	0.7533
8	0.1997	0.2247	0.3737	0.3985	0.5588	0.6071	0.2485	0.2663	0.4865	0.4588	0.6864	0.6289
6	0.1848	0.2057	0.3408	0.3197	0.5290	0.4320	0.2002	0.2432	0.3392	0.3942	0.4969	0.5124
4	0.1984	0.2146	0.3502	0.3045	0.5369	0.4478	0.1762	0.2014	0.3383	0.3018	0.4962	0.4690
2	0.1299	0.1123	0.2203	0.1763	0.3234	0.3305	0.1443	0.1569	0.2639	0.2879	0.4077	0.3711
底层	0.0882	0.0921	0.1423	0.1477	0.2237	0.2639	0.1085	0.1243	0.1795	0.2102	0.2704	0.2658

图 11-53 为输入南京人工波时振动台试验与计算得到的 M 体系的楼层峰值加速度比较。可以看出,在同一加载条件下,计算结果与试验结果吻合较好。

从以上各加载条件下的比较结果来看,当输入地震动的峰值加速度较小时,软件 SSASI2000 的计算结果与振动台试验结果非常接近,而当输入地震动的峰值加速度相对较大时,个别楼层的计算结果与试验结果有一定偏差。总体上看,软件 SASSI2000 较好地模拟了刚性地基条件下结构的地震反应性状。



(a) X 向单向输入时 X 向的地震反应



(b) Y 向单向输入时 Y 向的地震反应

图 11-53 输入南京人工波时试验与计算得到的 M 体系楼层峰值加速度的比较

3. 柔性地基条件下上部结构地震反应的对比研究

根据式 (11-33) 关于楼层峰值加速度放大系数 β_{floor} 的定义, 图 11-54 给出 X 向输

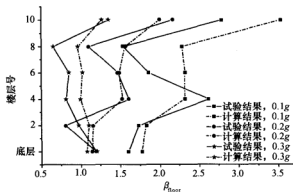


图 11-54 输入 El-Centro 波时试验与计算得到的 SM 体系楼层峰值加速度放大系数的比较

入 El-Centro 波时振动台试验与计算得出的 SM 体系的楼层峰值加速度放大系数 β_{floor} 。可以看出, 对每个楼层的加速度反应而言, 试验与计算结果之间存在一定的偏差, 这与刚性地基情况相同, 受加载条件不同影响; 而且由于受试验中振动台台面尺寸的限制, 地基土只能是一个有限域, 这或多或少与计算所模拟的半无限空间所得出的结果存在一定的差别。这种差别也可以认为是实际存在的一定程度的模型箱边界效应所致。尽管如此, 振动台试验与计算结果在以下两个方面仍吻合较好: 其一, 两者所得出的楼层峰值加速度放大系数 β_{floor} 依楼层的变化形状是相似的; 其二, 与试验结果一致, 计算所得到的楼层峰值加速度放大系数 β_{floor} 也是随着输入地震动峰值加速度的增大而减小。

图 11-55 为输入南京人工波时试验与计算所得出的楼层峰值加速度的比较结果。地震波不论是 X 向输入还是 Y 向输入, 试验结果与计算结果均比较吻合。应注意, 比较图 11-53 与图 11-55 可以发现, 对于同样的加载条件, 刚性地基条件下计算与试验得到的结构地震反应的吻合程度比柔性地基条件下的吻合程度要高。这说明振动台试验中的有限域土体与计算采用的半无限域土体的差别导致了柔性地基条件下的试验结果和计算结果相互吻合程度降低。因此, 可以认为, 采用软件 SASSI2000 模拟土与结构动力相

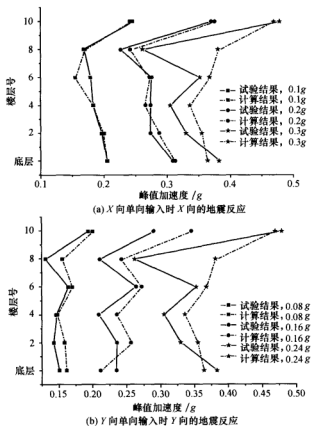


图 11-55 输入南京人工波时试验与计算得到的 SM 体系楼层峰值加速度的比较

相互作用体系振动台模型试验中的地基存在一定的缺陷。从比较结果来看,随着输入地震动峰值加速度的加大,振动台试验中由有限域土体模拟半无限空间土体所带来的结果的偏差可能会更大。

图 11-56 给出柔性地基条件下输入南京人工波时振动台试验和计算得到的上部结构加速度反应时程曲线的比较结果。从图中可以很直观地看出,加速度反应时程基本一致,峰值有所不同。

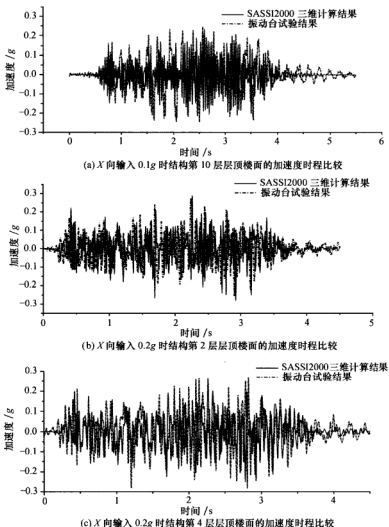


图 11-56 输入南京人工波时试验与计算得到的 SM 体系的楼层地震加速度时程曲线比较

综上所述,软件 SASSI2000 较好地模拟了刚性和柔性地基上结构地震反应的性状,由于试验设备及试验技术的制约,输入地震动峰值加速度较大时,计算得到的少数楼层

的加速度反应与试验结果存在一定的偏差。尽管如此, 试验与计算所得出的土与结构相互作用的规律仍体现出一致性。

4. SSI 效应对上部结构地震反应的影响

无论是振动台试验还是计算结果均表明, 与刚性地基上结构的地震反应相比, 由于 SSI 效应的存在, 柔性地基条件下的结构地震反应存在较大差别。以输入南京人工波 (X 向 $0.1g$) 为例, 图 11-57 为试验和计算所得出的刚性和柔性地基条件下楼层加速度峰值的比较。振动台试验结果表明, 柔性地基条件下几乎所有楼层的峰值加速度都比刚性地基上同一楼层的加速度峰值大; 反观计算结果, 在结构的中下部, 柔性地基条件下的楼层峰值加速度大; 而在结构的中上部, 刚性地基条件下的楼层峰值加速度偏大。因此, 当存在 SSI 效应时, 不能认为柔性地基条件下结构的地震反应一定比刚性地基假设时的结构地震反应小, 换言之, 在建筑抗震设计中, 忽略 SSI 效应的影响, 以刚性地基假定对结构进行抗震设计, 其结果未必安全。

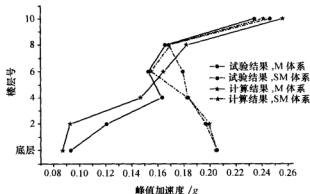


图 11-57 试验与计算得到的 M 体系和 SM 体系楼层峰值加速度的比较

以上分析表明, 软件 SASSI2000 能较好地模拟结构在地震激励下的实际反应性状, 数值模拟与土-结构动力相互作用振动台模型试验分析所得出的 SSI 效应对结构地震反应影响的一些规律体现出相似性。振动台模型试验中对于半无限空间的模拟仍存在一些缺陷, 这使得在输入地震动水平较高时, 试验与计算结果之间有一定的偏差。但是, 无论是从试验还是计算结果来看, 以刚性地基假定对结构进行抗震设计不尽合理, 其结果也未必安全。

11-5-2 SSI 效应对 TMD 控制性能影响的对比研究^[44]

1. 计算模型与方法

假设上部结构 (包括模拟 TMD 的小结构) 楼层质量集中在各楼层的质心处, 采用集中质量模型, 将上部结构简化成剪切型多质点体系。质点质量包括结构楼层的自重及施加于每层楼板上的人工质量。由于试验中模型结构的形状及荷载均是对称的, 因此上

部多质点体系的竖轴线通过基础形心。

试验中模型结构基础视为平板基础，用八结点块体单元模拟，每个结点有三个平动自由度。试验将上部结构固定在振动台台面上以分析刚性地基上结构的地震反应，因此，在计算中，刚性地基上的平板基础每个结点只有与地震波输入方向相同的一个平动自由度。为了加强基础与上部多质点体系的连接，在基础 Y 向和 X 向分别设置两根通过基础形心的刚性加劲梁单元，此外，在基础的四条边上同样设置四根刚性加劲梁单元。结构分析模型如图 11-58 所示。采用的地基土模型同 11-5-1 节所述。

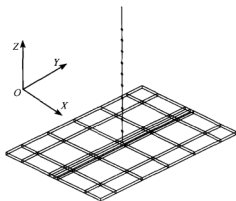


图 11-58 结构分析模型

为了分析 SSI 效应对 TMD 减震控制性能的影响，对四种结构体系（M 体系、SM 体系、MT 体系、SMT 体系）在南京人工波作用下的振动台模型试验分别进行数值模拟计算，并依照图 11-59 中的分析流程与试验结果进行对比研究。

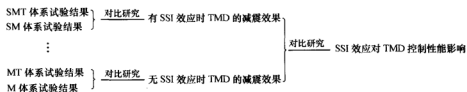


图 11-59 数值模拟计算与对比分析流程图

2. 刚性地基条件下结构地震反应的对比研究

根据模型试验相似关系（见表 11-4），顶层上部的小结构（TMD）模型，高 22 cm，梁截面尺寸为 0.8 cm×1.6 cm，柱截面尺寸为 0.8 cm×0.8 cm，楼板厚 6 mm，小结构自重约为 2.4 kg，其上施加的人工质量为 13.0 kg。图 11-60 中阴影部分为模拟 TMD

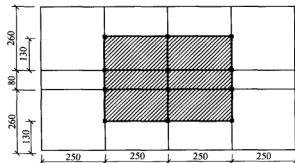


图 11-60 TMD 平面示意图（单位：mm）

的顶部小结构在平面上的投影位置。对上部结构只考虑材料阻尼的影响, 阻尼比取为 0.04。

M 体系和 MT 体系的振动台试验与数值模拟计算得到的楼层峰值加速度如表 11-19 所示。根据式 (11-35) 关于楼层峰值加速度减幅 R_{TMD} 的定义, 由表 11-19 可计算出楼层峰值加速度减幅 R_{TMD} 值。根据振动台试验结果求得 R_{TMD} 的最大值为 32%, 其平均值为 7.3%; 根据数值模拟计算结果求得 R_{TMD} 的最大值为 27%, 其平均值为 20.2%。由于在对 MT 体系进行振动台试验时, 小结构与 10 层楼板的部分连接出现松动现象, 导致 TMD 系统的减震效果下降, 考虑到这一因素, 可以认为两者的结果是接近的。图 11-61 为振动台试验与数值模拟计算得到的结构顶部加速度反应的傅里叶谱, 两者的傅里叶谱是比较接近的。振动台试验与数值模拟计算结果均表明, 设置在结构顶部的 TMD 系统使主体结构加速度反应减小, TMD 系统对主体结构具有一定的减震作用。

表 11-19 M 体系与 MT 体系振动台试验与数值模拟计算得到的楼层峰值加速度的比较 (单位: g)

工 况		底层		2 层		4 层		6 层		8 层		10 层	
		M	MT	M	MT	M	MT	M	MT	M	MT	M	MT
Y 向输入 峰值加速度: 0.08	试验结果	0.06	0.06	0.07	0.07	0.11	0.09	0.12	0.11	0.13	0.12	0.17	0.15
	计算结果	0.07	0.07	0.07	0.08	0.10	0.08	0.12	0.10	0.12	0.11	0.18	0.17
X 向输入 峰值加速度: 0.10	试验结果	0.09	0.10	0.13	0.14	0.17	0.16	0.19	0.13	0.17	0.15	0.24	0.20
	计算结果	0.09	0.10	0.10	0.10	0.15	0.12	0.17	0.14	0.18	0.16	0.26	0.21
Y 向输入 峰值加速度: 0.16	试验结果	0.12	0.14	0.16	0.15	0.22	0.21	0.24	0.22	0.25	0.24	0.35	0.30
	计算结果	0.14	0.16	0.17	0.16	0.18	0.18	0.25	0.21	0.28	0.27	0.33	0.31
X 向输入 峰值加速度: 0.20	试验结果	0.18	0.18	0.28	0.27	0.33	0.28	0.29	0.27	0.34	0.28	0.48	0.42
	计算结果	0.17	0.20	0.26	0.24	0.28	0.23	0.27	0.26	0.36	0.35	0.47	0.42
Y 向输入 峰值加速度: 0.24	试验结果	0.19	0.20	0.27	0.27	0.33	0.31	0.36	0.34	0.39	0.37	0.54	0.48
	计算结果	0.18	0.21	0.23	0.23	0.30	0.24	0.33	0.31	0.40	0.38	0.53	0.50
X 向输入 峰值加速度: 0.30	试验结果	0.33	0.28	0.30	0.29	0.52	0.46	0.61	0.46	0.55	0.47	0.67	0.66
	计算结果	0.26	0.25	0.27	0.31	0.48	0.35	0.50	0.43	0.51	0.48	0.67	0.63

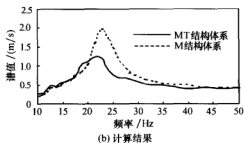
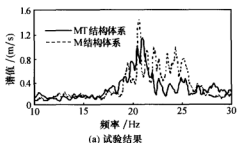


图 11-61 M 体系与 MT 体系结构顶部的地震加速度傅里叶谱比较 (X 向, 0.1g)

3. 柔性地基条件下结构地震反应的对比研究

试验和计算得到的 SM 体系与 SMT 体系楼层峰值加速度如表 11-20 所示。SMT 体

系的楼层峰值加速度依楼层位置的分布如图 11-62 所示。比较表 11-19 和表 11-20 可知, 柔性地基条件下振动台试验与数值模拟计算结果之间的偏差较之刚性地基条件下的偏差大, 特别是当输入地震动峰值加速度较大时, 这种现象更为明显。其原因之前已做了简单分析, 这里不再阐述。

表 11-20 SM 与 SMT 体系振动台试验与数值模拟计算得到的楼层峰值加速度的比较 (单位: g)

工 况		底层		2 层		4 层		6 层		8 层		10 层	
		SM	SMT	SM	SMT	SM	SMT	SM	SMT	SM	SMT	SM	SMT
Y 向输入 峰值加速度: 0.08	试验结果	0.15	0.19	0.14	0.16	0.15	0.16	0.16	0.14	0.13	0.17	0.19	0.25
	计算结果	0.14	0.17	0.13	0.15	0.14	0.13	0.18	0.15	0.14	0.15	0.21	0.30
X 向输入 峰值加速度: 0.10	试验结果	0.21	0.18	0.20	0.17	0.18	0.21	0.19	0.21	0.17	0.16	0.25	0.26
	计算结果	0.20	0.20	0.19	0.19	0.18	0.22	0.17	0.21	0.17	0.16	0.24	0.31
Y 向输入 峰值加速度: 0.16	试验结果	0.24	0.25	0.24	0.24	0.25	0.28	0.27	0.26	0.28	0.20	0.36	0.34
	计算结果	0.22	0.20	0.23	0.22	0.23	0.25	0.29	0.24	0.23	0.25	0.34	0.39
X 向输入 峰值加速度: 0.20	试验结果	0.31	0.29	0.27	0.25	0.27	0.29	0.30	0.29	0.23	0.21	0.37	0.38
	计算结果	0.32	0.28	0.29	0.22	0.26	0.27	0.28	0.25	0.24	0.23	0.38	0.36
Y 向输入 峰值加速度: 0.24	试验结果	0.30	0.29	0.28	0.28	0.26	0.29	0.28	0.31	0.25	0.29	0.35	0.43
	计算结果	0.28	0.26	0.26	0.25	0.30	0.27	0.30	0.32	0.26	0.27	0.38	0.40
X 向输入 峰值加速度: 0.30	试验结果	0.38	0.38	0.33	0.31	0.31	0.33	0.35	0.34	0.26	0.24	0.48	0.46
	计算结果	0.35	0.34	0.36	0.29	0.30	0.30	0.29	0.27	0.28	0.25	0.44	0.42

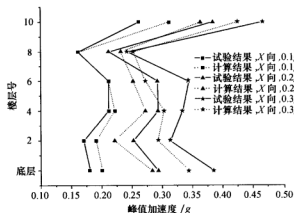


图 11-62 SMT 体系的楼层峰值加速度

根据式 (11-33) 关于楼层峰值加速度放大系数 β_{floor} 的定义, 由表 11-20 可计算出 SM 体系楼层峰值加速度放大系数 β_{floor} 依楼层位置的分布如图 11-63 所示。尽管柔性地基条件下的振动台试验与数值模拟计算结果之间存在一定差别, 但试验与计算得到的 β_{floor} 值依楼层位置的分布规律是一致的。首先, β_{floor} 值依楼层位置的分布形状是相似的; 其次, β_{floor} 值与输入地震动峰值加速度的关系是一致的。

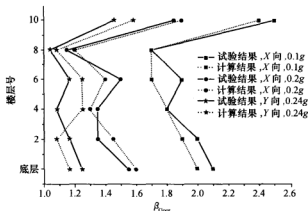


图 11-63 SM 结构体系的楼层峰值加速度放大系数

根据式 (11-36) 关于楼层峰值加速度减幅 R'_{TMD} 的定义, 由表 11-20 可计算出楼层峰值加速度减幅 R'_{TMD} 值。振动台试验与数值模拟计算结果所得到的各楼层 R'_{TMD} 值存在三种情况, 即 $R'_{TMD} > 0$ 、 $R'_{TMD} = 0$ 和 $R'_{TMD} < 0$ 。根据定义, $R'_{TMD} > 0$ 意味着 TMD 系统减小楼层的地震反应; $R'_{TMD} = 0$ 意味着 TMD 系统对楼层的地震反应没有影响; 而 $R'_{TMD} < 0$ 则意味着 TMD 系统加大了楼层的地震反应, 即 TMD 系统对主体结构的地震反应产生负面影响。若以各工况下每个楼层所求得 R'_{TMD} 值的平均作为衡量柔性地基上 TMD 系统的总体减震效果, 则振动台试验的 R'_{TMD} 平均值为 -4.3% , 数值模拟计算的 R'_{TMD} 平均值为 1.8% 。振动台试验与数值模拟计算结果均表明, 柔性地基条件下 TMD 系统的减震效果不明显, 甚至可能加大主体结构的地震反应。

4. SSI 效应对 TMD 减震控制性能影响的对比研究

对输入南京人工波、地震动峰值加速度为 $0.08g$ (Y 向) 和 $0.1g$ (X 向) 的工况, 振动台试验和计算得到的 SM 体系和 SMT 体系第 8 层层顶楼面的地震动加速度傅里叶谱分别如图 11-64 和图 11-65 所示。

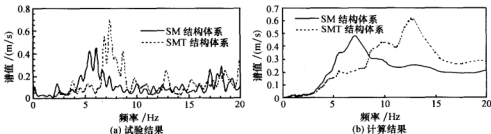


图 11-64 SM 体系和 SMT 体系第 8 层层顶楼面的地震动加速度傅里叶谱
(输入地震动加速度峰值, Y 向, $0.08g$)

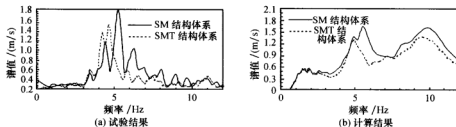


图 11-65 SM 体系和 SMT 体系第 8 层层顶楼面的地震动加速度傅里叶谱
(输入地震动加速度峰值, X 向, 0.1g)

图 11-64 表明, 在柔性地基条件下, TMD 系统使结构的地震反应加大, TMD 系统对结构的地震反应产生负面效果; 而图 11-65 则表明, TMD 系统对结构的地震反应起减震作用。此外, 振动台试验与计算结果之间均有一定的偏差。对比图 11-61 和图 11-65 可以看出, 在相同的地震动作用下, 刚性地基上结构-TMD 体系第 8 层层顶楼面的地震动加速度傅里叶谱谱值在 20~25 Hz 范围较大; 而软土地基上结构-TMD 体系第 8 层层顶楼面的地震动加速度傅里叶谱谱值在 4~8 Hz 范围内较大。显然, SSI 效应使得整个结构体系的周期延长, 整体结构表现为柔性加大。

振动台试验与计算结果表明, 在一定条件下, 以刚性地基假设设计的 TMD 控制系统在软土地基条件下的控制性能不理想, 没有达到期望的设计效果, 在某些时候甚至会对结构地震加速度反应起到负面效果。

参考文献

- [1] Abdel R M, Leipholz H H E. A general approach to active structural control [J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 1979, (6): 1007-1023.
- [2] Abdel R M. Optional design of active TMD for Building Control [J]. Build and Environment, 1984, (3): 191-195.
- [3] Abdel R M. Feasibility of active control of tall buildings against wind [J]. Journal of Structure Engineering, ASCE, 1987, (3): 349-362.
- [4] 林均歧, 王云剑. 调谐质量阻尼器的优化设计 [J]. 地震工程与工程振动, 1996, (1): 116-121.
- [5] Lin C C, Ueng J M. Seismic response reduction of irregular buildings using passive tuned mass dampers [J]. Journal of Engineering Structures, 2000, (5): 513-524.
- [6] Xu Y L, Kwok K C S. Wind induced response of soil-structure-damper system [J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1992, 41-44: 2057-2068.
- [7] Wong L, Lucio J E. Seismic response of foundations embedded in a layered half-space [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1987, (2): 233-247.
- [8] 陈国兴, 辛金琨, 杨栋, 等. 考虑土与结构相互作用效应的 TMD 减震特性研究 [J]. 岩土工程学报, 1997, (6): 82-87.

- [9] 陈国兴, 王志华, 宰金珉. 考虑土与结构相互作用效应的结构减震大型振动台模型试验研究 [J]. 地震工程与工程振动, 2001, (4): 117—127.
- [10] 王志华, 陈国兴, 宰金珉. 考虑 SSI 效应的 TMD 减震特性振动台模型试验研究 [J]. 南京工业大学学报, 2002, (5): 34—39.
- [11] 吴京宁, 楼梦麟. 土与结构相互作用对高层建筑 TMD 控制的影响 [J]. 同济大学学报, 1997, (5): 516—520.
- [12] 楼梦麟, 吴京宁. 土-结构相互作用对高柔结构风振响应 TMD 控制的影响 [J]. 计算力学学报, 2001, (2): 189—193.
- [13] 孙树民. 独桩平台地震反应的 TMD 控制研究 [J]. 海洋工程, 2001, (3): 14—19.
- [14] 孙树民. 考虑流体-桩-土相互作用的独桩平台波浪响应的 TMD 控制研究 [J]. 中国造船, 2001, (1): 52—57.
- [15] 李忠献, 张媛, 王泽明. 土-结构动力相互作用对结构控制的影响 [J]. 地震工程与工程振动, 2005, (3): 138—144.
- [16] 杨栋, 陈国兴, 宰金珉. 主次结构减震特性研究 [J]. 地震工程与工程振动, 1996, (1): 102—111.
- [17] 高小旺, 鲍嵩斌. 抗震设防标准与各类建筑物抗震设计中“小震”与“大震”的取值 [J]. 地震工程与工程振动, 1989, (1): 58—66.
- [18] 姚振纳, 刘祖华. 建筑结构试验 [M]. 上海: 同济大学出版社, 1996.
- [19] 张敏政. 地震模拟试验中相似律应用的若干问题 [J]. 地震工程与工程振动, 1997, (2): 52—58.
- [20] Meymand P. Shaking table scale model test of nonlinear soil-pile-superstructure interaction in soft caly [D]. University of California, Berkeley, USA, 1998.
- [21] 黄维平, 邬瑞峰, 张前国. 配重不足时的动力试验模型与原型相似关系问题的探讨 [J]. 地震工程与工程振动, 1994, (4): 64—71.
- [22] 郑山锁. 动力试验模型在任意配重条件下与原型结构的相似关系 [J]. 工业建筑, 2000, (3): 35—39.
- [23] 张敏政, 孟庆利, 刘晓明. 建筑结构的抗震模拟试验研究 [J]. 工业建筑, 2003, (4): 31—35.
- [24] 林皋, 朱彤, 林蓓. 结构动力模型试验的相似技巧 [J]. 大连理工大学学报, 2000, (1): 1—8.
- [25] Rocha M. The possibility of solving soil mechanics problems by use of models [A]//Proceedings of the 4th International Conference of Soil Mechanics of Foundation Engineering [C]. London, 1957, 1: 183—188.
- [26] Iai S. Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field [J]. Soils and Foundations, 1989, (1): 105—118.
- [27] 凌贤长, 王臣, 王成. 液化场地桩-土-桥梁结构动力相互作用振动台试验模型相似关系设计方法 [J]. 岩石力学与工程学报, 2004, (3): 450—456.
- [28] Prasad S K, Towhata I, Chandradhara G P, et al. Shaking table tests in earthquake geotechnical engineering [J]. Current Science, Special Section: Geotechnics and Earthquake Hazard, 2004, (10): 1398—1404.
- [29] 杨林德, 季倩倩, 郑永来, 等. 地铁车站结构振动台试验中模型箱设计的研究 [J]. 岩土工程学报, 2004, (1): 75—78.

- [30] 伍小平, 孙利民, 胡世德, 等. 振动台试验用层状剪切变形土箱的研制 [J]. 同济大学学报, 2002, (7): 781—785.
- [31] 景立平, 崔杰, 李立云, 等. 粉土液化的小型振动台试验研究 [J]. 地震工程与工程振动, 2004, (3): 145—151.
- [32] 陈跃庆, 吕西林, 李培振, 等. 分层土-基础-高层框架结构相互作用体系振动台模型试验研究 [J]. 地震工程与工程振动, 2001, (3): 104—112.
- [33] 张之颖, 吕西林, 陈跃庆, 等. 黏性土覆盖层下土中超孔隙水压力的动力试验研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2003, (1): 131—136.
- [34] 苏栋, 李相蕊. 可液化土中单桩地震响应的离心机试验研究 [J]. 岩土工程学报, 2006, (4): 423—427.
- [35] Matsuda T, Goto Y. Studie son experimental technique of shaking table test for geotechnical problems [A]// Proceedings of the 9th World Conference Earthquake Engineering [C]. Tokyo, Japan, 1988: 837—842.
- [36] Prasad S K. Evaluation of deformation characteristics of 1-Gmodel ground during shaking using a laminar box [D]. University of Tokyo, Japan, 1996.
- [37] 凌贤长, 王臣, 王志强, 等. 自由场地基液化大型振动台模型试验研究 [J]. 地震工程与工程振动, 2003, (6): 138—143.
- [38] Che A L, Takahiro I, Ge X R. Study on dynamic response of embedded long span corrugated steel culverts using scaled model shaking table tests and numerical analyses [J]. Zhejiang University Science A, 2006, (3): 430—435.
- [39] 吕西林, 陈跃庆, 陈波, 等. 结构-地基动力相互作用体系振动台模型试验研究 [J]. 地震工程与工程振动, 2000, (4): 20—29.
- [40] 王志华, 刘汉龙, 陈国兴, 等. 土-结构相互作用效应对结构基底地震动影响的试验研究 [J]. 地震工程与工程振动. 2005, (3): 132—137.
- [41] 陈国兴, 胡庆兴, 韦晓, 等. 桩与土和结构相互作用对高层建筑基底输入地震动的影响 [J]. 地震工程与工程振动, 2000, (1): 245—252.
- [42] 陈国兴, 王志华, 宰金珉. 土与结构动力相互作用体系振动台模型试验研究 [J]. 世界地震工程, 2002, (4): 47—54.
- [43] 陈国兴, 王志华, 宰金珉. 土-结构相互作用体系振动台模型试验数值模拟 [J]. 自然灾害学报, 2003, (3): 111—117.
- [44] 陈国兴, 陈继华, 王志华, 等. 土-结构-TMD体系振动台模型试验与数值模拟对比研究 [J]. 岩土工程学报, 2003, (5): 532—537.

第 12 章 地铁地下结构地震反应

伴随着我国近年来经济建设的高速增长,城市交通得到迅猛发展。然而,大城市的交通拥挤问题仍日趋严重,以地铁为主的城市轨道交通无疑是解决该问题的重要途径;同时,地铁又兼具城市人防工程的作用,担负着重要的社会功能。截止到“十五”期末,全国已有六个城市(不含香港、台北)修建了地铁,投入运营里程达 260 km,包括南京地铁一号线的 21.72 km;国家已批准 14 个城市修建城市轨道交通工程,里程达 1600 km,其中包括南京地铁的 119 km;目前,全国已有 36 个城市规划修建城市轨道交通工程,规划总里程超过 10 000 km,其中,江苏的南京、苏州、无锡、常州四个城市的规划里程达 1200 km 左右。根据南京市目前的城市规划,到 2050 年南京市的轨道交通线网将由 10 地铁线、4 条轻轨线构成总里程为 433 km 的网络,如图 12-1(见彩图)。

地铁地下结构在近百年的运行周期内不可避免地会遭遇一些灾害环境的作用;地铁地下结构灾害易损性分析是评估其实际抗灾能力、制定防灾减灾策略和措施及灾害应急等工作的基础。通常认为,地下结构受周围土体约束,具有较好的抗震性能;但多次地震灾害现象显示,现有的地下结构并不安全,有时甚至会发生严重破坏,1985 年墨西哥 8.1 级地震中,建在软弱地基上的地铁侧墙与地表结构相交部位发生分离破坏现象;特别是 1995 年 7.2 级日本阪神地震对神户市内地下结构造成了有史以来最严重的破坏,地铁、地下停车场、地下隧道、地下商业街等大量地下工程均发生严重破坏,最引人注意的是地铁车站的破坏,共有 5 个地铁站和约 3 km 的地铁区间隧道发生破坏,其中大开地铁站的破坏最为严重。据神户高速铁路公司报道,修复大开站需要 100 亿日元,修复隧道约 180 亿日元^[1]。

地下结构的震害教训说明^[2~6],随着城市地下空间的大规模开发和利用,在大城市发生强地震时,由于地下结构周围土体的变形可能会很大,从而导致地下结构的一些薄弱环节发生严重的震害,给地下结构的整体安全造成严重的影响;同时,由于地铁延伸范围宽广,地铁沿线场地条件复杂多变,主要包括场地土类的差异、砂性土液化、软土震陷、塌陷、构造地裂和岸边滑移等,这些因素直接影响地震时地铁地下结构遭受的地震作用的大小和方式,从而对地铁地下结构的破坏形式有着重要影响。

我国在地铁地下结构抗震方面的研究相当滞后,迄今为止,还没有建立起地铁地下结构抗震设计的科学方法。在《人防工程设计规范》GB50225—95、《人民防空地下室设计规范》GB50038—94 中没有考虑地震作用的影响;《混凝土结构设计规范》GB50010—2002、《建筑抗震设计规范》GB50011—2001 和《地铁设计规范》GB50157—2003 中,也没有具体规定地下工程(地铁区间隧道及车站结构)如何进行抗震设计。因此,地铁地下结构的抗震性态已成为亟待研究的重要课题,地震时地铁地下结构的安全问题已经成为大城市抗震防灾工作的重要组成部分。

12-1 地铁地下结构地震反应的计算方法

12-1-1 地铁地下结构地震反应数值分析现状

研究地下结构抗震性能的主要途径有：原型观测、模型试验和数值分析。由于地铁地下结构抗震问题的复杂性，目前还没有一种途径能完全实现对地铁地下结构地震反应进行真实的解释和模拟。一般是通过原型观测和模型试验，部分地或定性地再现实际现象、解释物理机制、推断变化过程、总结地震反应规律，据此建立能合理反映土-地铁地下结构动力相互作用规律的力学分析模型，发展相应的数值分析方法，再通过模型试验和原型观测加以验证，并对分析模型和方法加以改进；然后对不同抗震设计方案进行数值分析，找出其抗震薄弱环节，提出相应的抗震对策。这是研究和评价地铁地下结构抗震性能较为合理的有效途径。其中，数值分析在地铁地下结构抗震设计中发挥着重要的作用。

地铁地下结构地震反应的特点和上部结构有明显的区别，主要体现在以下几个方面^[7,8]：

- (1) 尺寸效应对地铁地下结构地震反应规律的影响明显。
- (2) 周围地基土物理状态的变化将明显影响地铁地下结构的地震反应。
- (3) 地铁地下结构在纵横方向上的尺寸相差很大，当输入地震波的方向与地铁地下结构纵轴线方向的夹角不同时，地铁地下结构的地震反应将明显改变。
- (4) 地铁地下结构顶板上覆土层厚度和所处场地土层的厚度都对地铁地下结构的地震反应产生明显影响，尤其是对竖向地震动作用下地铁结构地震反应的影响更大。

地铁地下结构地震反应分析属于典型的土-结构动力相互作用问题。常用的数值分析方法可分为两类：一类为基于 Winkler 地基梁模型的简化方法；另一类则为基于有限元模型的数值分析方法。

1. 地下结构抗震分析的简化方法

地下结构抗震分析的简化方法主要是基于 Winkler 地基梁模型的反应位移法^[9]。该方法假设：

- (1) 地下结构的地震反应只受周围土体变形控制，忽略自身惯性力的影响。
- (2) 地下结构视为弹性地基梁，自由场地地震反应位移可作为已知条件通过 Winkler 地基弹簧直接施加到地下结构上。

根据以上假定，将地震动的作用视为拟静力作用，地下结构地震反应的分析模型可采用 Winkler 地基梁模型，其计算模型如图 12-2 所示，但该方法存在如下局限性：

- (1) 无法考虑地下结构本身的惯性力对其地震反应的影响。

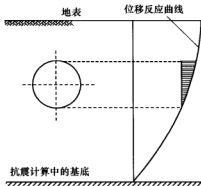


图 12-2 反应位移法计算模型示意图

(2) 由于尚没有一个很准确的方法确定 Winkler 地基弹簧系数, 因此, 该方法无法可靠求得施加在地下结构周围的动力反应位移。

(3) 大型地下结构明显改变周围介质的地震波场, 因此以自由场地的地震反应位移作为地下结构的拟静力荷载值得商榷, 地下结构本身也不能简单地简化为弹性地基梁模型。

基于弹性地基梁原理, Shukla 和 Rizzo 等 (1980)^[16]提出用拟静力法考虑土体与结构的相互作用, 建立了地下结构的拉伸模型和弯曲模型。该方法在反应位移法的基础上通过弹性波在杆件中的传播能够近似地考虑结构本身的惯性力。

基于弹性波在杆件中的传播理论, Koji 和 Shunsuke (2000)^[11]给出了竖向地震动作用下地铁车站中柱内力的简化计算模型, 该方法能够考虑地下结构上部荷载和结构本身的耦合地震反应, 但没有考虑结构与周围土体相互作用的影响。

2. 地下结构抗震分析的数值方法

白冰和周健 (2001)^[12]、周健和胡晓燕 (2001)^[13]采用有效应力法分析了软土隧道的抗震稳定性, 得出了不同的计算土层厚度和输入地震动对隧道的动力反应有很大影响的结论; Choi 和 Lee 等 (2002)^[14]利用 ANSYS 软件对地下结构与周围土体在强震下的相对滑移和分离而引起的接触非线性进行了数值模拟, 结果表明接触非线性的存在明显改变结构的动力反应。Huo 和 Bobet (2003)^[15]以 ABAQUS 软件为计算平台, 考虑水平向地震动和竖向地震动的耦合作用, 用无限元考虑人工边界效应的影响, 对日本大开地铁车站的震害现象进行了有限元法的数值模拟, 讨论了大开地铁车站的震害机理。陈国兴和庄海洋等 (2004)^[16]、庄海洋和陈国兴 (2005)^[17]采用整体有限元分析法分析了软土隧道的地震反应及其对周围场地设计地震动的影响, 探讨了软土地基上浅埋隧道的地震内力反应分布特征和对周围场地设计地震动的影响规律。陈国兴和庄海洋 (2004) 等^[18]采用 Lysmer 和 Ostadan 等 (2000)^[19]基于子结构法开发的土-结构动力相互作用分析专业软件 SASSI2000, 把地铁车站顶板上覆土体作为一种“结构”来处理, 分析了日本大开地铁车站结构的地震反应, 结果表明: 该方法的计算结果能较好地反映地铁地下结构的动力反应特征。刘晶波和李彬等 (2005)^[20]以 FLUSH 软件为计算平台, 采用复反应分析法研究地铁盾构隧道的地震反应特性, 研究了平行隧道间距离、衬砌厚度、材料性质等因素对地震反应的影响; 李彬和刘晶波等 (2005)^[21]对地基模型的左右两侧设置能量传输边界以模拟半无限地基的影响, 利用 FLUSH 软件对一双层地铁车站进行了地震反应分析。庄海洋和陈国兴等 (2006)^[22, 23]以 ABAQUS 软件为开发平台, 采用修正的 Martin-Seed-Davidenkov 动黏弹塑性模型描述土的动力特性, 采用动力塑性损伤模型模拟混凝土在循环荷载下的非线性特性, 对两层双柱岛式地铁车站结构、双洞单轨地铁区间隧道进行了非线性地震反应分析。

Romanel 和 Kundu (1993)^[24]把弹性半空间分为近场和远场两个部分, 将地下结构和周围附近一小部分土体在内的区域作为近场, 将弹性半空间挖去近场而剩下的区域作为远场; 采用解析法求自由场地在近场和远场边界上的动位移和动应力, 再把该边界条件作为近场有限元离散模型的初始条件求解地下结构的地震反应。杨光和刘曾武 (1994)^[25]采用设置人工透射边界的有限元方法计算了含有地下隧道的地基在 SH 波和 Rayleigh 波作用下的地震反应, 通过与边界元法的结果进行比较, 验证了有限元-人工透射边界方法对求解

此类问题的有效性;姜忻良和徐余等(1999)^[26]采用有限元-无限元耦合法进行地下隧道-土动力相互作用分析,阐述了有限元和无限元耦合的基本原理,用该法分析了均质软土中地下隧道结构侧壁顶端的动位移反应,验证了该耦合计算方法具有较高精度。

12-1-2 土-地铁地下结构动力相互作用的非线性分析方法

采用有限元法求解土-地铁地下结构动力相互作用的关键问题是如何处理土体和混凝土的动力非线性特性、土-地下结构接触面的非线性动力学行为及如何提高计算效率。近年来,作者以 ABAQUS 软件^[27]为平台,对求解土-地铁地下结构动力相互作用的以上关键技术问题进行了探讨。

庄海洋和陈国兴(2006)^[22,23]对土-地铁区间隧道、土-地铁车站结构体系的非线性地震反应分析表明:在土-地铁地下结构动力相互作用分析中,采用 4-3~4-5 节的土体动力本构模型、Lee 和 Fenves (1998)^[28]提出的混凝土动力塑性损伤本构模型是适宜的。

由于土体和地下结构两种介质的力学特性相差很大,在强地震动作用下土体与地下结构在接触面处的相对变形较大,甚至会出现土体与地下结构之间沿接触面法向相对分离和切向相对滑动的接触非线性现象。由 10-6 节可知,主从接触面模型是目前模拟土与地下结构在接触面处发生大变形、发生相对滑动和分离等动力接触强非线性问题的有效处理方法。因此,采用图 12-3 所示的有限元模型分析土-地铁地下结构动力相互作用问题是适宜的。

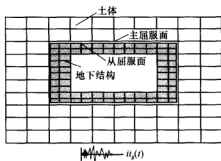


图 12-3 土-地铁地下结构体系地震反应分析模型示意图

在强地震动作用下,土-地铁地下结构体系有可能会发生大变形,使其几何特性发生明显变化,此时应考虑几何非线性问题。几何非线性的特点是基于初始几何形态建立的刚度矩阵 $[K]$ 随着结构几何特征的变化而变化,应变-位移非线性关系的增量形式可表示为^[29]

$$\{d\epsilon\} = [B]\{d\delta\} \quad (12-1)$$

式中:

$$[B] = [B_0] + [B_L] \quad (12-2)$$

式中: $[B_0]$ ——线性应变的矩阵项(相当于弹性矩阵),与位移矢量 $\{\delta\}$ 无关;

$[B_L]$ ——由几何非线性引起的矩阵项,通常是位移矢量 $\{\delta\}$ 的线性函数。

结合土-地铁地下结构非线性动力相互作用的特点和 10-4-3 节对有限元法几个重要问题的论述,为了提高土-地铁地下结构非线性动力相互作用分析的计算效率和精度,对单元划分技术补充以下几点:

(1) 土体单元采用缩减积分单元,地下结构单元采用全积分单元。在土-地铁地下结构动力相互作用有限元体系中,土单元的数量将远远大于地铁地下结构单元的数量,土体单元的计算结果不是分析所要的主要数据,而地铁地下结构单元的计算结果和计算精度是整个问题的主要方面,以四结点平面实体单元为例,全积分和缩减积分的四结点平面实体单元如图 12-4 所示,在进行单元应力计算时,全积分四结点单元的计算工作量将为对应缩减

积分单元的四倍,因此采用缩减积分单元模拟土体时将大大减小整个体系的计算工作量。

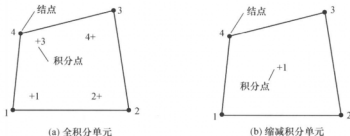


图 12-4 全积分和缩减积分的四结点平面应变单元

(2) 地下结构单元尺寸小、土体单元尺寸大。在土-地铁地下结构动力相互作用分析中,主要目的是研究地铁地下结构的地震反应,地铁地下结构的有限元计算精度直接影响到计算结果的可靠性。一般地,单元尺寸越小,有限元的计算精度越高。

(3) 地下结构周围近场土单元的尺寸比远场土体的小。地下结构周围近场土单元的计算精度对地铁地下结构地震反应计算精度的影响要比远场土体的影响大,因此,对地下结构周围近场土体和远场土体,宜采用不同的单元尺寸。

12-2 地铁车站震害成灾机理

12-2-1 大开地铁车站震害概况^[30~35]

1995 年 7.2 级日本阪神地震造成的直接经济损失约为 96 000 亿日元,约合 1000 亿美元。在这次地震中发生了地铁地下结构的严重破坏,破坏最为严重的是大开地铁车站,一半以上的中柱完全坍塌,导致顶板坍塌和上覆土层的沉降,最大沉降量达 2.5 m 之多,地面沉降如图 12-5 所示。

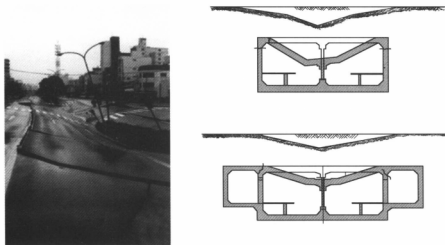


图 12-5 地铁车站的破坏及其坍塌引起的地面沉降

大开地铁车站长 120 m，侧式站台，主体结构主要有两种断面类型，破坏最为严重的断面型式如图 12-6 所示，该断面的车站结构埋深为 4.8 m；但该车站的另一个断面的破坏却相对轻得多，其断面型式如图 12-7 所示，该断面埋深约 2 m。大开地铁车站的原有设计中没有考虑地震的因素，但设计非常保守，整体结构的安全系数较高，尤其是中柱的安全系数达到 3。神户海洋气象台测到的神户地区地表水平向和竖向地震动加速度记录如图 12-8 所示，南北向峰值加速度为 8.33 m/s^2 、东西向峰值加速度为 6.17 m/s^2 ，竖向峰值加速度为 3.32 m/s^2 。

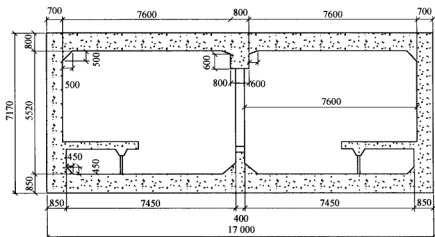


图 12-6 大开地铁车站典型横断面 I

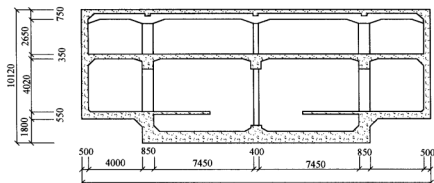


图 12-7 大开地铁车站典型横断面 II

在阪神地震中，大开地铁车站破坏最为严重的部位为中柱，大部分中柱几乎完全坍塌，发生严重的压剪破坏，如图 12-9 所示。由于中柱的倒塌，顶板两端采用刚性结点，侧壁上部起拱部位附近的外侧受弯发生张拉破坏，使顶板在中柱左右两侧的位置发生折弯，在顶板中央稍微偏西的位置坍塌量最大，顶板中线两侧 2 m 内的纵向裂缝宽达 $150 \sim$

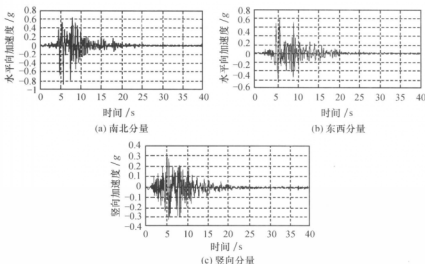


图 12-8 阪神地震时神户海洋气象台记录的地表地震加速度时程

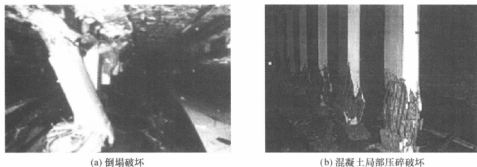


图 12-9 大开地铁车站中柱坍塌破坏

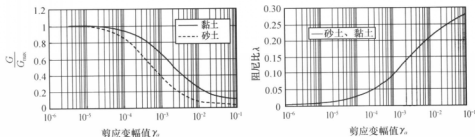
250 mm。侧壁上部的加腋混凝土部分剥落，侧壁顶部和底部出现很宽的裂缝，在一些部位侧壁内侧主钢筋出现弯曲，从而侧壁稍稍向内鼓出，可以见到明显的漏水现象。底板和侧墙及中柱的连接部位附近也出现明显的纵向裂缝。

12-2-2 大开地铁车站震害机理数值分析^[18]

大开地铁车站顶面距地表 4.8 m，所处场地主要由全新世砂土和更新世黏土组成，该场地的地层情况及其物理参数如表 12-1 所示；土的动力本构模型采用 4-3-3 节的修正 Martin-Seed-Davidenkov 动黏弹塑性模型，由于缺少当地土体的动力参数，计算中采用的砂土和黏土动剪切模量比和阻尼比与剪应变幅值的关系曲线如图 12-10 所示；地震时土体可视为处于不排水状态，土的动泊松比取为 0.49。

表 12-1 大开车站地基土物理特性参数

土 类	深度/m	密度 $\rho/(\text{g}/\text{cm}^3)$	剪切波速 $v_s/(\text{m}/\text{s})$	最大剪切模量 G_{\max}/MPa	静泊松比 ν
人工填土	0~1.0	1.90	140	38.00	0.333
全新世砂土	1.0~5.1	1.90	140	38.00	0.32
全新世砂土	5.1~8.3	1.90	170	56.03	0.32
更新世黏土	8.3~11.4	1.90	190	69.99	0.40
更新世黏土	11.4~17.2	1.90	240	111.67	0.30
更新世砂土	17.2~22.2	2.00	330	222.24	0.26

图 12-10 计算采用的砂土和黏土的 $\frac{G}{G_{\max}}$ - γ 和 λ - γ 曲线

大开地铁车站的中柱尺寸 $0.4 \text{ m} \times 1.0 \text{ m}$ ，中柱间距 3.5 m ，主体结构为 C30 混凝土，弹性模量 $3.0 \times 10^4 \text{ MPa}$ ，轴心抗压强度 20.1 MPa ，轴心抗拉强度 2.01 MPa ，重度 $25 \text{ kN}/\text{m}^3$ ，泊松比 0.18 。混凝土的动力本构模型采用动力塑性损伤本构模型^[22,23]，C30 混凝土塑性动力损伤模型参数见文献 [22]，阻尼比取 5% 。

在把三维问题转化为二维问题时，车站中柱被等效为一面纵墙，采用等效前、后刚度不变的原则，把其弹性模量折减为 $0.857 \times 10^4 \text{ MPa}$ 。为了建模的方便，假设混凝土产生裂缝后钢筋的受拉强度转化为混凝土产生裂缝后的受拉强度；在混凝土塑性动力损伤模型中，受拉损伤因子 d_t 与裂缝宽度的关系曲线如图 12-11 所示。

采用四结点平面应变实体单元模拟车站周围土体，采用四结点平面应变实体单元和两结点二维梁单元模拟车站结构。土体侧边界采用简单边界，地基土宽度取 150 m ，地基宽度与车站结构宽度之比为 8.8 ，土-地铁车站结构体系整体有限元网格划分如图 12-12 所示；地铁车站结构网格划分如图 12-13 所示。

根据神戸海洋气象台测定的阪神地震加速度时程记录及假设基岩面与实际加速度时

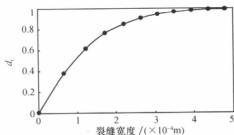


图 12-11 混凝土拉伸损伤因子与裂缝宽度的关系

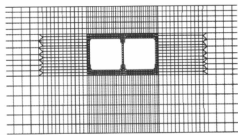


图 12-12 土-大开地铁车站结构体系网格划分

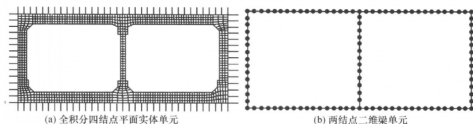


图 12-13 大开地铁车站结构网格划分

程测得深度之间的关系, 基岩面南北向加速度时程的峰值加速度被调整为 $0.40g$ 、竖向峰值加速度被调整为 $0.15g$ 。

1. 大开地铁车站的位移和加速度反应

图 12-14 给出了车站结构左墙墙顶和墙底的水平向相对位移反应时程及墙顶和墙底之间的水平向相对位移时程。可以看出, 在地震动作用过程中, 车站结构基本处于相对左摆的状态, 左侧墙顶与墙底之间相对位移的最大值为 8.9 cm , 相对应的具体时间为 8.002 s 。侧墙和中柱随高度变化的相对位移如图 12-15 所示。由图可见, 侧墙和中柱的位移随高度的变化曲线接近于双曲线形状, 这与反应位移法中假设的正弦曲线形状的侧向位移曲线有明显的不同。

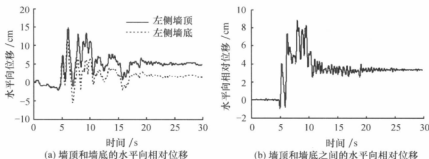
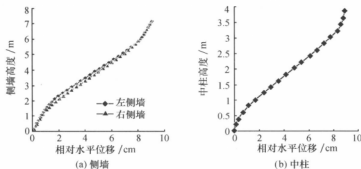


图 12-14 大开地铁车站左侧墙墙顶和墙底水平向相对位移及墙顶和墙底之间的水平向相对位移

图 12-15 8.002 s 时大开地铁车站侧墙和中柱顶、底部的相对水平位移

车站底面处的地震动加速度反应时程如图 12-16 所示, 其水平向峰值加速度为 $0.37g$ 、竖向峰值加速度为 $0.2g$ 。结构顶板处的地震动加速度反应时程如图 12-17 所示, 其水平向峰值加速度为 $0.285g$ 、竖向峰值加速度仍为 $0.2g$ 。大开车站结构顶、底板处的加速度反应谱 β 谱如图 12-18 所示。可以看出, 车站结构顶、底板处的水平向加速度反应的频谱特性是有很大的区别的, 主要体现在周期 $0.5 \sim 2.0s$ 内结构顶板处的加速度反应谱值明显大于底板处的加速度反应谱值, 但两者的竖向加速度反应谱基本相同。

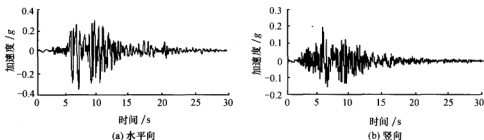


图 12-16 大开地铁车站结构底面处地震动加速度反应时程

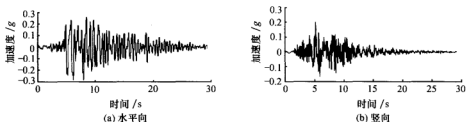


图 12-17 大开地铁车站结构顶板处地震动加速度反应时程

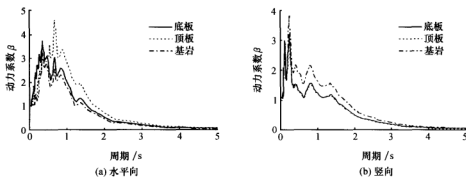


图 12-18 大开地铁车站顶、底板处地震动加速度反应谱 β 谱

2. 大开地铁车站结构的地震内力反应

单元输出的 Mises 应力是通过单元的偏应力张量定义的, 即

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} S_{ij} S_{ij}}, \quad S_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \sigma_{nn} \delta_{ij} \quad (12-3)$$

式中: S ——偏应力张量;

δ —— δ_{irac} δ 函数。

图 12-19~图 12-21 分别给出了水平向地震动、竖向地震动及两者共同作用时大开地铁车站结构最大 Mises 应力分布云图。

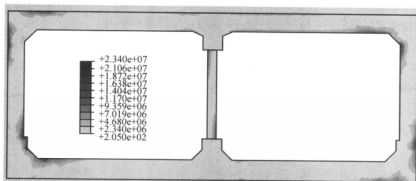


图 12-19 水平向地震动作用下 8.0 s 时大开地铁车站结构的 Mises 应力云图

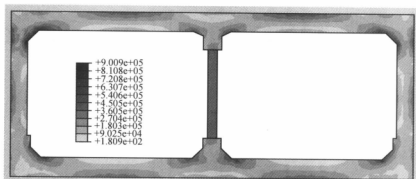


图 12-20 竖向地震动作用下 5.9 s 时大开地铁车站结构的 Mises 应力云图

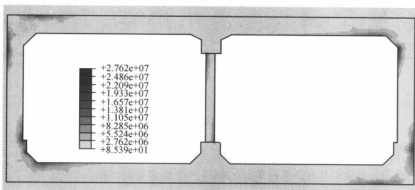


图 12-21 水平向和竖向地震动共同作用下 6.18 s 时大开地铁车站结构的 Mises 应力云图

在水平向地震动作用下地铁车站结构的最大 Mises 应力反应出现在 8.0 s 时刻,这与结构顶、底板之间出现最大相对位移的时间相一致,此时整个地铁车站结构最大 Mises 应力发生在主体结构左侧墙与底板交叉部位的内侧,最大值为 23.4 MPa;在竖向地震动作用下地铁车站结构的最大 Mises 应力反应出现在 5.9 s 时刻,地铁车站结构各构件的交叉部位内侧的 Mises 应力反应都比其他部位的要大,但最大值只有 0.9 MPa。在水平向和竖向地震动共同作用下地铁车站结构的最大 Mises 应力反应出现在 6.18 s,最大值为 27.6 MPa,此时地铁车站结构的 Mises 应力分布云图与水平向地震动作用下的情况基本相同。可见,水平向地震动作用下地铁车站结构的应力反应非常接近于水平向和竖向地震动共同作用下的地铁车站结构应力反应,在水平向地震动作用下地铁车站结构的动力反应比在竖向地震动作用下的动力反应要大得多。

采用两结点二维梁单元模拟地铁车站结构,水平向、竖向地震动及两者共同作用下大开地铁车站结构构件连接部位的内力反应幅值分别如表 12-2~表 12-4 所示。

表 12-2 水平向地震动作用下大开地铁车站结构不同部位的内力

车站结构 部位	轴力/(kN/m)		剪力/(kN/m)		弯矩/(kN·m/m)	
	正值	负值	正值	负值	正值	负值
顶板左端	159.0	131.0	94.9	57.5	479.6	628.5
顶板中左	27.9	18.5	92.5	58.1	149.9	3.1
顶板中右	39.0	24.2	63.3	61.9	157.5	14.7
顶板右端	126.2	134.5	89.9	57.3	602.5	463.3
左侧墙顶	85.1	66.1	130.1	153.6	466.9	630.0
左侧墙底	140.6	214.6	214.2	319.9	760.4	516.6
中柱柱顶	36.4	153.6	27.0	33.3	184.1	128.5
中柱柱底	36.4	154.0	70.0	93.5	158.2	205.1
右侧墙顶	59.5	98.7	129.4	152.6	590.6	447.1
右侧墙底	189.4	224.8	208.1	285.5	546.4	643.7
底板左端	202.4	423.0	241.0	184.6	780.0	535.0
底板中左	15.1	96.3	34.1	40.1	156.2	16.0
底板中右	2.1	85.9	75.2	14.0	146.7	14.6
底板右端	239.9	293.3	204.6	200.6	555.6	670.2

表 12-3 竖向地震动作用下大开地铁车站结构不同部位的内力

车站结构 部位	轴力/(kN/m)		剪力/(kN/m)		弯矩/(kN·m/m)	
	正值	负值	正值	负值	正值	负值
顶板左端	146.2	103.0	49.0	55.2	65.7	76.1
顶板中左	150.5	103.9	53.4	53.9	59.2	63.7
顶板中右	150.2	103.1	55.4	57.0	57.8	63.2
顶板右端	152.9	104.6	53.6	50.5	72.5	76.8
左侧墙顶	78.7	95.1	79.6	106.8	59.8	60.8
左侧墙底	101.2	114.4	95.5	84.4	77.4	80.5
中柱柱顶	423.2	450.1	1.1	1.1	2.8	3.9
中柱柱底	462.4	489.0	1.4	1.1	3.9	2.8
右侧墙顶	88.9	84.7	88.6	72.4	66.2	63.6
右侧墙底	110.2	100.4	73.7	89.2	68.3	72.1
底板左端	136.9	107.2	81.6	76.7	81.0	86.6
底板中左	189.9	145.3	55.9	59.0	52.1	52.8
底板中右	190.3	144.9	58.3	56.8	52.2	52.0
底板右端	140.9	97.9	77.8	77.0	70.3	79.7

表 12-4 水平向和竖向地震动共同作用下大开地铁车站结构不同部位的内力

车站结构 部位	轴力/(kN/m)		剪力/(kN/m)		弯矩/(kN·m/m)	
	正值	负值	正值	负值	正值	负值
顶板左端	153.2	175.7	111.9	89.4	495.2	597.6
顶板中左	80.6	124.7	131.8	73.6	194.5	37.0
顶板中右	88.8	122.2	85.0	89.9	205.4	34.1
顶板右端	149.5	152.7	100.4	87.0	580.2	436.0
左侧墙顶	114.1	74.5	190.9	137.7	482.4	596.1
左侧墙底	187.6	240.8	221.2	340.3	809.4	518.4
中柱柱顶	262.5	484.4	28.7	33.6	176.4	134.4
中柱柱底	295.4	523.3	66.9	91.0	153.0	196.0
右侧墙顶	99.9	130.8	125.8	164.3	568.8	425.2
右侧墙底	187.4	232.2	267.7	282.5	560.0	637.9
底板左端	202.3	462.3	256.1	214.5	842.2	529.9
底板中左	113.7	176.1	40.4	91.6	249.7	30.6
底板中右	113.6	198.1	93.0	53.6	278.8	35.4
底板右端	264.6	359.2	219.6	217.5	561.6	651.6

由于缺少大开地铁站地基土的静力参数,无法计算静力荷载条件下大开地铁车站结构的内力值,因此,仅对地震动作用下大开地铁车站结构的动力反应与各构件的承载力设计值进行对比分析。根据文献[18]中对大开地铁车站结构配筋情况的描述,估算出大开地铁车站结构各构件的截面内力设计值,如表 12-5 所示。

表 12-5 大开地铁车站结构各构件内力的设计值

结构构件	轴力/(kN/m)	剪力/(kN/m)	弯矩/(kN·m/m)
顶板	9581.0	760.8	604.8
底板	10404.0	810.8	795.1
侧墙顶端	8949.0	700.7	423.4
侧墙底端	11152.0	810.8	564.1
中柱	8600.0	415.0	806.4

在阪神地震后,有学者认为^[34,35]:大开地铁车站的严重震害主要是由竖向地震动作用所引起的,中柱是车站结构的抗震薄弱环节,在竖向地震动发育的阪神地震作用下中柱的轴力超过了中柱所能承受的轴力设计值而导致中柱破坏,从而导致大开地铁车站的顶板坍塌破坏。

对比表 12-2~表 12-5 可知,大开地铁车站中柱的设计是非常保守的,由地震动引起的中柱动力反应与中柱的内力设计值相比很小,中柱本身的动力反应不足以使中柱发生如图 12-9(a)所示的倒塌破坏。由地震动引起的大开地铁车站主体结构交叉部位的弯矩反应非常强烈,其弯矩反应幅值甚至比结构的弯矩设计值还要大,因此在车站主体结构的交叉部位很容易发生弯曲破坏,尤其是车站结构顶板在上覆土重力的作用下,本身存在一定的静弯矩值,在上覆土重力和地震动的共同作用下,车站结构的顶板在与侧墙交叉部位的弯矩值超过受弯承载力设计值,从而使车站结构顶板在与侧墙的交叉部位发生严重的弯曲破坏而变成塑性铰接,并进一步导致顶板上覆土重力的绝大部分转移到由车站结构的中柱来承担,由于中柱的下端在地震动作用下已发生如图 12-9(b)所

示的混凝土局部压碎破坏,在柱端形成塑性铰,当再加上由顶板传递来的上覆土重力时,在中柱的两端将发生严重的压碎破坏和弯曲破坏,致使中柱发生如图12-9(a)所示的倒塌破坏。因此,大开地铁车站震害成灾机理的合理解释为:在强地震动作用下,车站结构顶板与侧墙的交叉部位首先发生弯曲破坏而形成塑性铰,使得顶板上覆土的大部分重量转移到由中柱来承担,在由顶板破坏后传来的上覆土重力和地震动在中柱中引起的动内力的共同作用下,中柱发生压曲和弯曲破坏,最终导致中柱倒塌,进而导致车站顶板的塌陷。

上述大开地铁车站成灾机理的解释也能合理地解释大开地铁车站中埋深较浅的断面破坏较轻的原因;同时,对比表12-2~表12-4可知,水平向地震动作用所引起的结构内力远比竖向地震动作用下的结构动内力大得多,水平向地震动作用应是引起大开地铁车站结构严重震害的主要因素。

12-3 地铁区间隧道的地震反应分析

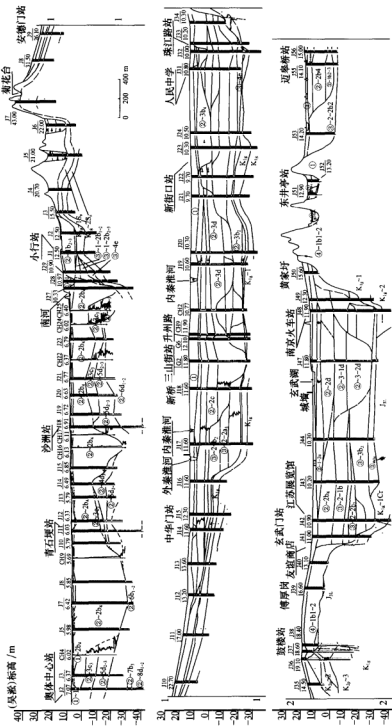
从现有的震害资料看,地下隧道未见严重震害报道,但较轻的震害还是比较多的。从已有地下隧道的震害资料和地下管线的震害特点,地下隧道在以下几种情况下非常可能发生严重的震害:①地下隧道穿越地震断裂带;②地下隧道穿越软弱土层时,周围土体的相对大位移与震陷对地下隧道造成严重的破坏;③砂土液化引起的地基不均匀沉降引起地下隧道严重震害。地下隧道的破坏形式主要有:隧道壁横向和纵向裂缝、洞顶混凝土的剥落和洞底的隆起或倾斜。

12-3-1 地铁区间隧道的地震反应分析模型

以南京某一典型深厚软弱地基上双洞单轨区间隧道为研究对象,研究深软场地上地铁区间隧道的地震反应特性及地铁区间隧道对周围场地地震反应的影响规律。

南京地铁1号线区间隧道采用双洞单轨的结构形式^[36],隧道内径为5.5m,外径为6.2m,采用的平板形管片的厚度为35cm,沿隧道纵向的管片宽度为1.2m。隧道底板埋深为2~15m,两洞之间的距离约为18~20m,盾构隧道采用C50混凝土,盾构隧道最大覆土层厚15m,最小覆土层厚0.7m,隧道纵坡为V形,最大纵坡度为3.3%,形成高站位与低区间的建设形式,最小平面曲线半径为400m。盾构隧道穿越的主要地层有:可塑~软流塑的粉质黏土、粉土、粉细砂、粉砂夹细砂,其中淤泥质黏土具有高压缩性,易产生土体流动,开挖面极不稳定,粉细砂和粉砂夹细砂,含水量丰富、透水性强,易产生涌水、涌砂,南京地铁1号线的典型地质分布如图12-22所示^[37]。

采用6-4节给出的具有代表性的南京深软场地作为地铁区间隧道所处场地,对不同上覆土层厚度的地铁区间隧道进行非线性地震反应分析。南京地铁一号线采用浅站深隧的设计方法,即地铁车站上覆土层厚度较浅,两车站间的区间隧道埋深较深,区间隧道上覆土层厚度一般为9.0~14.0m,在地铁线路由地下转为地上线时,区间隧道的上覆土层厚度较小。因此,区间隧道上覆土层的计算厚度分别取3m、9m和14m三种计算的工况。



土层注释: 第 1 位数字①、②、③、④表示土层层序; 第 2、3 位数字代表泥质粉砂(亚层); 英文字母 a-c 分别代表: 黏土、粉质黏土、粉土和混合土。
下标 1、2、3、4: 对黏性土分别代表硬塑、可塑、软塑、流塑; 对无黏性土分别代表: 密实、中密、稍密、松散。
岩层注释: K_{10} 泥岩、粉砂岩, K_9-C_1 泥岩, K_9-S 流质粉砂层, K_9 砂砾层, J_{1L} 安山岩。

采用两结点二维梁单元和四结点平面应变单元模拟隧道结构, 由于区间隧道为圆形结构, 隧道周围的土体采用三结点平面应变二次单元模拟, 剩余部分土体采用精度较高的四结点平面应变单元模拟; 基岩面采用固定约束, 场地两侧的竖向边界采用水平向自由加阻尼器的粘滞边界和竖向约束的边界条件, 地基计算宽度为 200 m; 采用 10-6 节的主从接触面模型模拟土体与区间隧道的接触面动力学行为。土-地铁区间隧道相互作用体系整体有限元网格划分如图 12-23 所示, 地铁区间隧道的网格划分如图 12-24 所示。

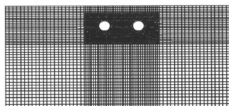


图 12-23 土-区间隧道体系有限元网格划分

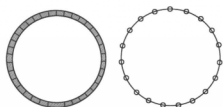


图 12-24 采用不同单元时区间隧道网格划分

土体的动力本构模型采用 4-5 节的记忆型嵌套面黏塑性本构模型, 场地土层分布及其模型参数见表 7-1; 地基土的静力计算参数见表 12-6。区间隧道结构采用 C50 混凝土, 弹性模量 3.45×10^4 MPa, 泊松比 0.18, 轴心抗压强度 35.5 MPa, 轴心抗拉强度 2.64 MPa, 区间隧道混凝土的动力本构模型采用动力塑性损伤本构模型^[22,23], 模型参数见文献 [23]。

表 12-6 南京某典型深软场地土的静力计算参数

层号	土层描述	重度/(kN/m ³)	弹性模量/MPa	泊松比	内摩擦角/(°)	侧压力系数
1	淤泥质土软塑~流塑, 饱和	19.0	1.0	0.45	16	0.82
2	淤泥质粉质黏土软塑, 饱和	17.8	1.0	0.45	16	0.82
3	粉土与粉砂互层中密, 饱和	19.0	5.2	0.35	26	0.80
4	粉砂, 中密, 饱和	20.5	7.5	0.30	30	0.75
5	淤泥质土, 软塑~流塑, 饱和	19.3	2.1	0.45	16	0.82
6	细砂, 密实, 饱和	18.9	10.0	0.30	27	0.76
7	粉细砂, 中密~密实, 饱和	21.2	11.1	0.32	30	0.77
8	细砂, 密实, 饱和	18.9	11.7	0.30	27	0.75
9	粉砂, 中密, 饱和	20.5	12.0	0.32	30	0.77
10	黏土, 硬塑	19.3	3.2	0.42	21	0.82

选取中长周期频谱较丰富的美国强震记录水平向 Loma Prieta 波、水平向南京人工地震波作为基岩输入地震动, 其加速度时程及其反应谱分别如图 6-7 和图 7-6 所示, 参考南京河西地区某场地地震安全性评价工作给出的基岩峰值加速度值, 基岩输入地震动的峰值加速度按表 12-7 进行调整。

表 12-7 基岩输入地震动的峰值加速度

100 年超越概率水平	63% (小震)	10% (中震)	3% (大震)
水平向峰值加速度/g	0.053	0.116	0.154

12-3-2 地铁区间隧道相对水平位移和加速度反应

区间隧道周围土体的变形是影响其地震反应特征的主要因素。基岩输入南京人工波和 Loma Prieta 波时, 相应于隧道位置的自由场地相对水平位移最大幅值随隧道高度的变化曲线、洞顶与洞底之间及自由场地相应点之间的相对水平位移反应时程曲线, 埋深 9 m 时的计算结果如图 12-25 和图 12-26 所示 (埋深 3 m 和埋深 14 m 的结果与此大致相近), 结果表明:

(1) 在基岩输入不同地震动时, 相应于隧道埋深 9 m 位置的自由场土层相对水平位移反应最大, 埋深 14 m 位置的自由场土层相对水平位移反应次之, 埋深 3 m 位置的自由场土层相对水平位移反应最小。

(2) 随着基岩输入地震动强度的增大, 区间隧道顶、底面之间及其自由场地相应点之间的相对水平位移反应也随之变大; 基岩输入 Loma Prieta 波时, 隧道洞顶、底面之间的土层最大相对水平位移大致发生在结构左摆状态, 出现的时刻约为输入地震动后 7~8 s 时; 基岩输入南京人工波时, 隧道洞顶、底面之间的最大相对水平位移大致发生在结构右摆状态, 出现的时刻约为输入地震动后 3~4 s 时。

(3) 输入地震动的频谱特性明显影响地铁区间隧道的相对水平位移反应, 基岩输入 Loma Prieta 波时隧道洞顶、底面之间及自由场地相应点之间的相对水平位移反应比之基岩输入南京人工波时的明显要大。

(4) 隧道洞顶、底面之间的土层相对水平位移反应明显小于自由场地相应点之间的相对水平位移反应, 即土-区间隧道动力相互作用效应使区间隧道洞顶、底面之间的土层相对水平位移反应减小。

对比分析隧道底面与自由场地对应深度处的地震动加速度反应表明, 场地土-区间隧

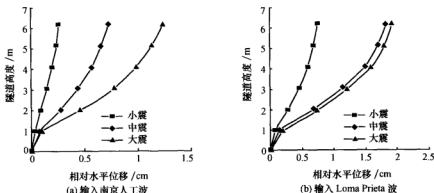


图 12-25 相应于隧道埋深 9 m 的自由场地相对水平位移最大幅值

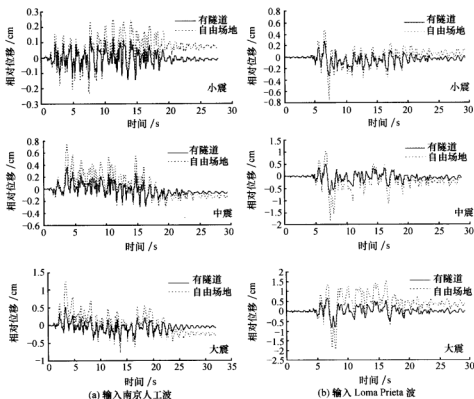


图 12-26 埋深为 9 m 时隧道洞顶、底面之间的土层相对水平位移时程

道动力相互作用对隧道底面地震动加速度的大小与频谱特性的影响不大。这里仅给出隧道底面处的地震动峰值加速度与基岩输入地震动峰值加速度之间的关系，见表 12-8。可以看出，随着基岩输入地震动峰值加速度的增大，隧道底面处的峰值加速度增大，而隧道底面处的峰值加速度与基岩输入地震动峰值加速度之比值则减小。

表 12-8 隧道底面处的峰值加速度及与基岩输入地震动峰值加速度之间的关系

输入地震动		隧道底面处的峰值加速度/ g			隧道底面处的峰值加速度/ 基岩输入峰值加速度		
		埋深 3 m	埋深 9 m	埋深 14 m	埋深 3 m	埋深 9 m	埋深 14 m
Loma Prieta 波	小震	0.066	0.058	0.059	1.25	1.09	1.11
	中震	0.093	0.086	0.091	0.80	0.74	0.78
	大震	0.102	0.136	0.126	0.66	0.88	0.82
南京人工波	小震	0.047	0.047	0.048	0.89	0.89	0.91
	中震	0.073	0.066	0.073	0.63	0.57	0.63
	大震	0.082	0.105	0.098	0.53	0.68	0.64

12-3-3 地铁区间隧道的地震内力反应

为了比较软弱场地上区间隧道结构的地震内力与静内力之间的关系,在对土层中地铁区间隧道进行非线性地震反应分析之前,先进行地基土-地铁区间隧道体系静力有限元分析,场地地表荷载取 20 kPa。图 12-27 给出了静力荷载作用下埋深 9 m 时地铁区间隧道的结构内力分布图(埋深 3 m 和埋深 14 m 时结构内力分布图与此基本类同,仅是数值大小不一样)。在静力荷载作用下,区间隧道衬砌的最大轴力位于隧道的下部,最大剪力位于与竖向对称轴成 45° 圆心角的位置,最大弯矩通常位于隧道与水平和竖直两个方向轴线的交叉点位置。这与文献 [36] 采用均质圆环法时对应深度隧道的内力计算结果相近。

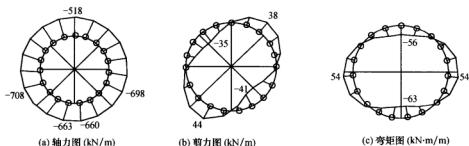


图 12-27 埋深 9 m 时地铁区间隧道结构静内力分布

图 12-28~图 12-30 给出埋深 9 m 时地铁区间隧道结构的地震内力反应幅值包络图(埋深 3 m 与埋深 14 m 时内力反应幅值包络图的分布形式相同),可以看出:

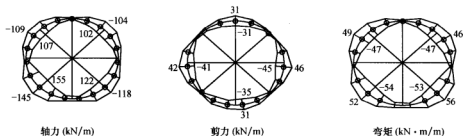


图 12-28 小震、基岩输入 Loma Prieta 波时埋深 9 m 的地铁区间隧道结构地震内力包络图

(1) 地铁隧道结构与洞顶、底成 45° 角的四个点附近的动轴力较大,下部两个点附近的地震轴力比上部两个点附近的要大;同时,地铁隧道结构左下部处的地震轴力比右下部处的要大;地铁隧道结构洞顶、底及其左右两个端点处的地震剪力较大;地铁隧道结构与洞顶、底成 45° 角的四个点附近的地震弯矩也较大。

(2) 基岩输入同一地震波时,随着输入地震动峰值加速度的增大,地铁隧道结构的地震内力也随之增大,唯一例外的是基岩输入 Loma Prieta 波时,埋深为 14 m 时地铁隧道结构在大震时的地震弯矩略小于小震时的地震弯矩,这是由于深度 15 m 位置处于淤泥质土层 5 和细砂土层 6 的分层面上,该处土的屈服半径比的时程如图 12-31 所示,

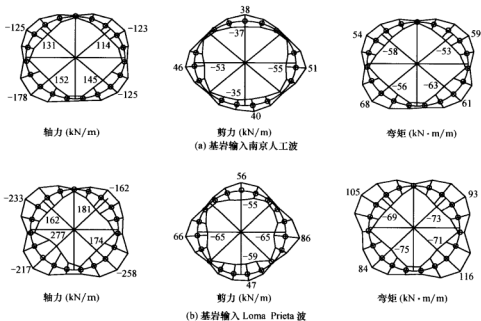


图 12-29 中震时埋深 9 m 的地铁区间隧道结构地震内力包络图

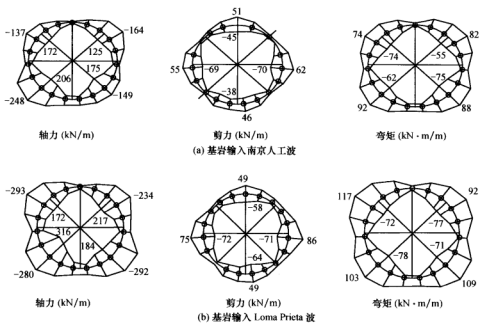


图 12-30 大震时埋深 9 m 的地铁区间隧道结构地震内力包络图

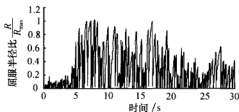


图 12-31 15 m 深度处某土单元屈服半径比的时程

某些时刻的土单元屈服半径比超过临界值 1, 表明该点土体已接近或达到破坏状态。

(3) 地铁区间隧道埋深相同时, 基岩输入 Loma Prieta 波时的隧道结构内力反应明显比基岩输入南京人工波时的要大, 这说明基岩输入地震动的频谱特性对地铁隧道结构的动力反应有显著的影响。

把地铁隧道结构的静内力与地震内力的包络值进行组合构成新的内力包络值, 地铁隧道结构在静力荷载和大震作用下的组合内力分布如图 12-32 所示。根据南京地铁区间隧道管片的构造和尺寸, 估算的管片承载力设计值为: 轴力 6720 kN/m、剪力 307 kN/m、弯矩 417 kN·m/m。对比图 12-32 可知, 南京地铁区间隧道在水平向地震动作用下是安全的。

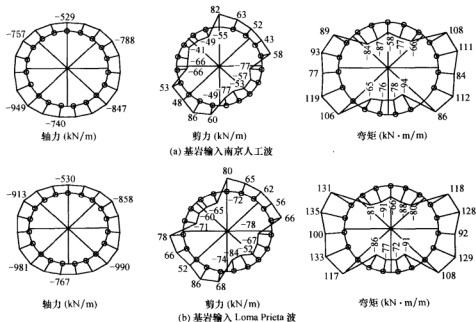


图 12-32 大震时埋深 9 m 的地铁区间隧道结构静、动内力组合图

由此可见, 在静力荷载和地震动共同作用下地铁隧道结构轴力最大值一般发生在与洞底成 45°角的两个点附近, 整个结构的轴力不会发生拉力作用; 地铁隧道结构的剪力和弯矩最大值分布没有明显的特定位置, 通常在地铁隧道结构洞顶、洞底及隧洞的水平向两个端点附近的反应值较大。

12-4 地铁车站结构的地震反应分析

以往对地下结构的抗震研究主要集中在对地下隧道和地下管线等方面的研究^[38~42],

受到阪神地震的启示,人们开始对地铁车站的抗震问题有了新的认识,并对地铁车站的抗震问题进行了多方面的研究,如 Huo 和 Bobet (2003)^[15]、曹炳政和罗奇峰等 (2002)^[35]、陈国兴和庄海洋等 (2005)^[18]都对阪神地震中单层双跨的大开地铁车站震害机理进行了分析,但对深软场地上地铁地下结构抗震性能的研究不多,尤其是对我国城市地铁建设中常用的多层多跨岛式车站的抗震研究,还不能满足地铁车站结构抗震设计的要求。

12-4-1 地铁车站结构的地震反应分析模型

在南京地铁一号线一期工程中共有 8 座地下车站,均为岛式地下车站,其中 6 座车站为两层双柱三跨岛式车站,该类型车站处于城市交通客流量较大的客流集散点。另两座车站为三层双柱三跨岛式车站,该类型车站处于重要的交通枢纽,一般又是轨道交通线网中的换乘站。两层双柱三跨地铁车站的典型结构横断面尺寸如图 12-33 所示,地铁车站的宽度 21.2 m、高度 12.49 m;车站结构的中柱采用直径 0.8 m 的圆柱,纵轴向中柱间距 9.12 m;取上覆土层厚度为 2 m。在中柱与顶板、中板和底板的连接处都设计有沿车站轴向的不同尺寸的纵梁,在板与侧墙及其纵梁相交处作了加腋处理。

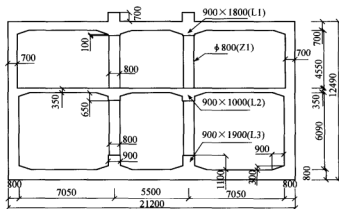


图 12-33 典型的两层双柱三跨地铁车站结构横断面尺寸 (mm)

南京地铁线路穿越南京河西地区,而该地区属于长江漫滩地貌单元,该地区上覆土层 60 m 左右,且上部流塑状的淤泥质土及流塑~软塑状的粉质黏土较厚,该地区典型的深软场地条件如表 6-1 所示,即在地铁车站侧向的土层 2~土层 5 都为剪切波速较小的软土层 (见图 12-34)。

采用四结点平面应变缩减积分单元模拟场地土体,土体的动力本构模型采用 4-5 节的黏塑性记忆型嵌套面动力本构模型,场地土层分布及其模型参数见表 7-1;采用四结点平面应变全积分单元和两结点二维梁单元模拟车站结构,主体结构为 C30 混凝土,混凝土的动力本构模型采用动力塑性损伤本构模型^[22,23],其模型参数见文献 [22]。把地铁车站结构等效为平面应变问题时,采用等刚度折减弹性模量法,把圆形中柱等效成

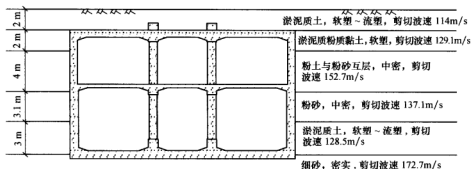


图 12-34 地铁车站结构侧向软土层分布示意图

厚度为 0.8m 连续墙。采用主从接触面模型模拟土与地铁车站结构之间的接触面；为了消除人工边界对车站结构地震反应的影响，地基的计算宽度取为车站结构宽度的 10 倍。

12-4-2 地铁车站结构的相对水平位移和加速度反应

采用 Loma Prieta 波和南京人工波作为基岩水平向输入地震动。鉴于土层的相对变形直接影响车站结构的地震内力反应，图 12-35~图 12-37 给出了基岩输入不同地震动时地铁车站结构处土层的相对水平位移随车站侧墙高度的变化，图 12-38 给出了在大震时地铁车站顶、底板间的相对水平位移时程。

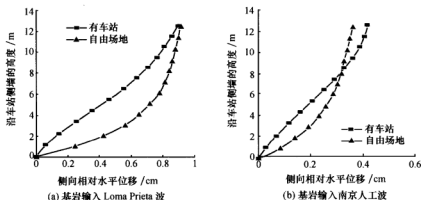
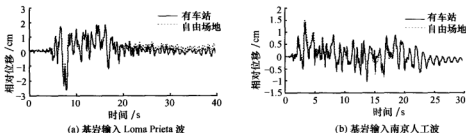
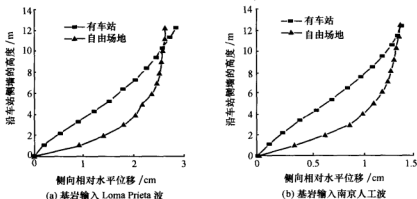
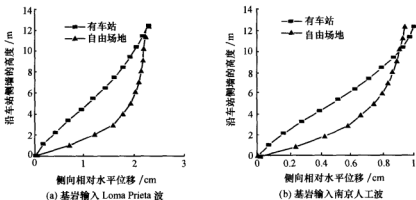


图 12-35 小震时地铁车站结构侧墙处土层的相对水平位移

分析表明，对于输入 Loma Prieta 波的大震情况，车站结构顶、底板之间的最大相对水平位移发生在车站结构右摆时，车站结构顶、底板之间最大的相对水平位移为 2.7 cm；对于输入南京人工波的大震情况，地铁车站结构顶、底板之间的最大相对水平位移发生在车站结构左摆时，车站结构顶、底板之间最大的相对水平位移为 1.4 cm。图 12-35~图 12-37 中可以看出，基岩输入 Loma Prieta 波时车站结构顶、底板之间的最大相对水平位移比基岩输入南京人工波时的要大；同一地震动水平下车站结构时和自由场地在车站结构顶、底板位置土层的最大相对水平位移很接近，但车站结构侧向土层



的相对水平位移随侧墙高度的变化趋势有明显的不同。

图 12-39~图 12-41 给出有地铁车站结构时和自由场地在车站结构底面的加速度反应时程。可以发现,在小震作用下地铁车站结构底面处的峰值加速度和自由场地的基本相同;在中震和大震作用下地铁车站结构底面处的地震动峰值加速度明显比自由场地的

要大,两者在车站结构底面处的地震动峰值加速度之比值约为 1.2,车站结构底面的地震动峰值加速度与基岩输入地震动峰值加速度的比较见表 12-9。

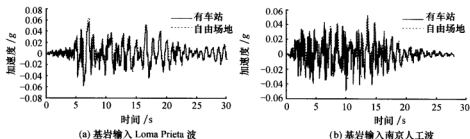


图 12-39 小震时地铁车站结构底面的水平向地震动加速度时程

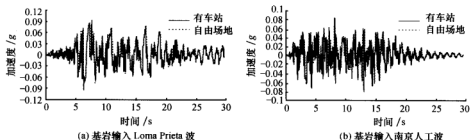


图 12-40 中震时地铁车站结构底面的水平向地震动加速度时程

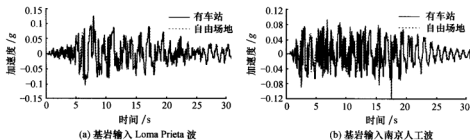


图 12-41 大震时地铁车站结构底面的水平向地震动加速度时程

表 12-9 地铁车站结构底面的水平向地震动峰值加速度

地震动反应量	输入 Loma Prieta 波			输入南京人工波		
	小震	中震	大震	小震	中震	大震
车站结构底面的峰值加速度/ g	0.057	0.098	0.128	0.052	0.085	0.118
车站结构底面的峰值加速度/ 基岩输入峰值加速度	1.07	0.84	0.83	0.98	0.73	0.77

图 12-42~图 12-44 给出有地铁车站结构时和自由场地在车站结构底面处的水平向地震动加速度反应谱。在小震时地铁车站结构底面处的地震动加速度反应谱 β 值在短周

期部分比自由场地的要大,在中、长周期部分两者的加速度反应谱 β 值相差甚小;而在中震和大震时,地铁车站结构底面处的地震动加速度反应谱 β 值在中、长周期部分明显比自由场地的要小。与基岩输入地震动加速度反应谱相比,地铁车站结构底面处的地震动加速度反应谱 β 值在中、长周期部分明显地放大。

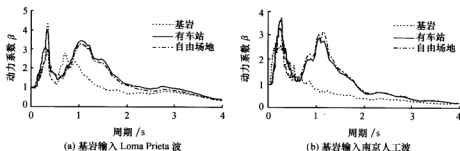


图 12-42 小震时地铁车站结构底面及基岩的水平向地震动加速度反应谱 β 谱

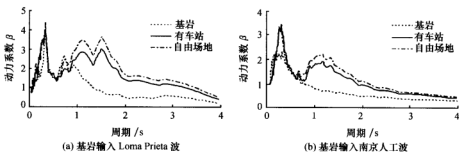


图 12-43 中震时地铁车站结构底面及基岩的水平向地震动加速度反应谱 β 谱

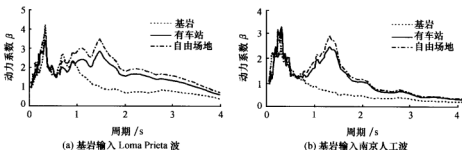


图 12-44 大震时地铁车站结构底面及基岩的水平向地震动加速度反应谱 β 谱

12-4-3 地铁车站结构的地震内力反应

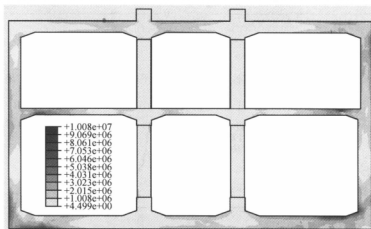
对土-地铁车站结构体系进行动力分析之前,先对地铁车站结构进行静力分析,地表超载取为 20 kPa,在静力分析中不考虑混凝土和土体的非线性特性。根据地铁车站结构横

截面的静内力及其截面尺寸,估算出车站结构各构件的承载力设计值,如表 12-10 所示。

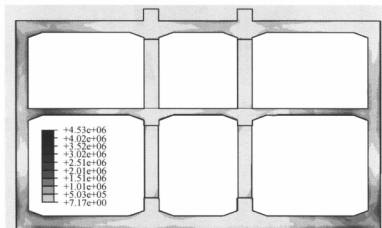
表 12-10 静荷载下地铁车站结构构件的承载力设计值

结构内力	顶板	中板	底板	中柱	上侧墙	下侧墙
轴力/(kN/m)	—	—	—	8394	—	—
剪力/(kN/m)	661	310	761	454	661	761
弯矩/(kN·m/m)	723	292	1120	648	376	936

图 12-45 给出中震时地铁车站结构的最大 Mises 应力分布云图。数值分析表明,地铁车站结构的最大地震内力发生在结构构件的连接点附近。地铁车站结构的顶板、中板



(a) 基岩输入 Loma Prieta 波 7.34 s



(b) 基岩输入南京人工波 3.365 s

图 12-45 大震时地铁车站结构 Mises 应力分布云图

和底板的最大地震轴力主要出现在板与侧墙的连接处,侧墙的最大地震轴力出现在侧墙与底板的连接处,中柱的地震轴力明显大于其他构件的地震轴力,中板的地震轴力最小;地铁车站结构构件地震剪力较大的部位基本上与地震轴力的较大部位一致,而最大地震剪力主要出现在下侧墙的底部及其上、下层中柱的底部,尤其是上层中柱底部地震剪力明显比下层中柱底部的大;地铁车站结构各构件最大地震弯矩也在各构件的连接点附近,其中,侧墙与中板、底板的连接处,以及中柱与顶、中、底板的连接部位的地震弯矩明显比其他部位的要大。

数值分析表明,由于地铁车站结构构件的地震轴力远小于静轴力,只要其静受压承载力满足要求,其抗震受压承载力一般也是能满足要求。表 12-11 给出地铁车站结构各构件的静内力和大震时地震内力的组合值;由表 12-10 和表 12-11 可以求得地铁车站结构各构件的静内力和大震时地震内力的组合值与对应的抗震承载力的比值,如表 12-12 和表 12-13 所示。由此可见,在地铁车站结构的底板和下侧墙的连接部位附近,构件的静、动剪力组合值很接近其抗震受剪承载力;地铁车站结构的底板、上侧墙和下侧墙的静、动弯矩组合值超过构件的抗震受弯承载力,这表明地铁车站结构的侧墙和底部都处于弹塑性工作状态。

表 12-11 地铁车站结构部分构件的静内力和大震时地震内力的组合值

车站构件内力	输入 Loma Prieta 波			输入南京人工波		
	小震	中震	大震	小震	中震	大震
顶板剪力/(kN/m)	301	317	372	298	305	346
中板剪力/(kN/m)	43	52	55	40	41	49
底板剪力/(kN/m)	712	725	755	690	715	739
中柱剪力/(kN)	132	194	231	122	146	199
上侧墙剪力/(kN/m)	239	242	265	215	250	295
下侧墙剪力/(kN/m)	651	725	727	603	674	681
顶板弯矩/(kN·m/m)	416	471	634	403	428	435
中板弯矩/(kN·m/m)	112	160	158	103	118	128
底板弯矩/(kN·m/m)	1166	1349	1331	1075	1234	1281
中柱弯矩/(kN·m/m)	431	528	646	386	417	456
上侧墙弯矩/(kN·m/m)	410	512	627	398	422	470
下侧墙弯矩/(kN·m/m)	1118	1268	1247	1050	1170	1225
中柱轴力/kN	7618	7925	7916	7426	7716	7861

表 12-12 地铁车站结构构件的静内力和大震时地震内力的组合值与抗震受剪承载力的比值

车站结构构件	输入 Loma Prieta 波			输入南京人工波		
	小震	中震	大震	小震	中震	大震
顶板	0.39	0.41	0.48	0.38	0.39	0.44
中板	0.12	0.14	0.15	0.11	0.11	0.13
底板	0.80	0.81	0.84	0.77	0.80	0.83
中柱	0.25	0.36	0.43	0.23	0.27	0.37
上侧墙	0.31	0.31	0.34	0.28	0.32	0.38
下侧墙	0.73	0.81	0.81	0.67	0.75	0.76

表 12-13 地铁车站结构构件的静内力和大震时地震内力的组合值与抗震受弯承载力的比值

车站结构构件	输入 Loma Prieta 波			输入南京人工波		
	小震	中震	大震	小震	中震	大震
顶板	0.43	0.49	0.48	0.42	0.44	0.45
中板	0.29	0.41	0.41	0.26	0.30	0.33
底板	0.78	0.90	0.89	0.72	0.83	0.86
中柱	0.50	0.61	0.73	0.46	0.49	0.54
上侧墙	0.82	1.02	1.25	0.79	0.84	0.94
下侧墙	0.90	1.02	1.00	0.84	0.94	0.98

综上所述,中震和大震时地铁车站结构的上侧墙和下侧墙存在安全隐患。鉴于软土地层中地铁车站侧墙是整个结构的抗震薄弱部位,对地铁车站结构的抗震设计提出几点建议:

(1) 适当增加地铁车站结构底板和下层侧墙连接部位附近的厚度。在静力荷载和强地震动作用下,地铁车站结构下层侧墙和底板连接部位附近的静、动剪力组合值有可能超过其抗震受剪承载力,因此,有必要加大该部位构件的厚度。

(2) 适当加强地铁车站结构侧墙和各层板连接部位的刚度。在水平向地震动作用下,由于软土地层的变形较大,使得地铁车站结构的侧向水平位移较大,进而使得侧墙所受的地震弯矩也较大,通过加强地铁车站侧墙的配筋,可以有效地提高侧墙的抗震受弯承载力。

(3) 适当加强地铁车站结构中柱端部的刚度或减小中柱的间距。在静力荷载和地震动的作用下,中柱处于受轴压、受剪和受弯都较大的复合受力状态,强地震时软土地层地铁车站结构中柱的静、动弯矩组合值有可能超过其抗震受弯承载力,通过减小中柱的间距或增强中柱端部的刚度,可以有效地提高中柱的抗震性能。

12-5 地铁地下结构对周围场地设计地震动的影响

12-5-1 地铁区间隧道对周围场地加速度反应的影响

地铁区间隧道穿越大城市的繁华地段,修建于浅地层中,在其沿线周围已建或拟建大量的高层和超高层建筑,可能建有大量的地下结构(包括地下管线),土-地铁区间隧道的动力相互作用很可能改变其沿线周围场地的动力反应特征,进而影响其周围建(构)筑物的地震反应特征。研究表明,地铁区间隧道对其沿线周围地表加速度反应的影响主要表现在峰值加速度反应上,而对加速度反应频谱特性的影响较小且规律不明显^[16,43]。因此,这里仅讨论地表峰值加速度大小的变化。

土-地铁区间隧道的计算模型及其参数同 12-3 节。图 12-46~图 12-48 给出了不同埋深的地铁区间隧道对地表峰值加速度的影响(两隧洞中间轴线与地表的交点称为地表中心点,下同)。与自由场地表峰值加速度相比,不同埋深的地铁区间隧道对地表峰值加速度的影响规律如下:

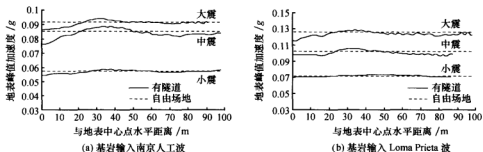


图 12-46 地铁隧道埋深 3 m 时隧道对地表峰值加速度的影响

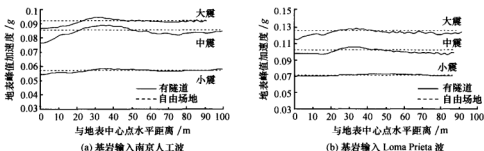


图 12-47 地铁隧道埋深 9 m 时隧道对地表峰值加速度的影响

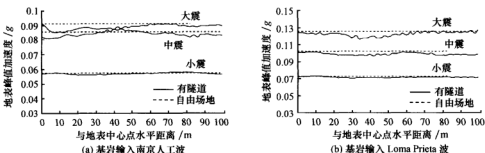


图 12-48 地铁隧道埋深 14 m 时隧道对地表峰值加速度的影响

(1) 对地铁隧道埋深为 3 m 的情况, 小震时隧道对地表峰值加速度的影响甚小; 而在中震和大震时, 在距离地表中心点水平距离约 20 m 范围内, 隧道的存在使地表峰值加速度变小, 两者的地表峰值加速度之比的最小值为 0.85, 大致为地表中心点处的峰值加速度最小; 在距离地表中心点水平距离约 20~50 m 范围内, 隧道的存在使地表峰值加速度有所增大, 两者的地表峰值加速度之比的最大值约为 1.05; 在距离地表中心点水平距离 50 m 之外的区域, 隧道的存在使地表峰值加速度变小, 这可能是受人工边界的影响。

(2) 对地铁隧道埋深为 9 m 的情况, 小震时隧道对地表峰值加速度的影响甚小; 而

在中震和大震时,在距离地表中心点水平距离约 8 m 范围内,隧道的存在使地表峰值加速度变小,两者的地表峰值加速度之比的最小值约为 0.93,在 10~50 m 范围内,隧道的存在使地表峰值加速度放大,两者的地表峰值加速度之比的最大值约为 1.1。

(3) 对地铁隧道埋深为 14 m 的情况,小震时隧道对地表峰值加速度的影响甚小;而在中震和大震时,隧道使地表峰值加速度变小。

(4) 初步认为,当地铁隧道埋深为 3 m 和 9 m 时,在中震和大震时地铁区间隧道的建设对其沿线附近 50 m 以内已有建筑物的抗震性能会有不利的影响,可能会使地面结构产生附加的地震反应。

12-5-2 地铁车站结构对周围场地加速度反应的影响

地铁车站与其他形式的地下结构相比具有明显的自身特点,即埋于城市的浅层土层中,地铁车站结构的尺寸较大,尤其是车站结构的纵向长度比一般的地下结构大得多,因此,地铁车站的建设对周围建筑物基底的地震动特性的影响是值得研究的内容。

土-地铁车站结构的计算模型及其参数同 12-4 节。图 12-49 给出地铁车站结构对地表峰值加速度的影响(图中的地表中心点指车站结构剖面对称点在地表的投影点)。可以看出,车站结构侧墙上方的地表峰值加速度比自由场地的要大,影响范围大约在离侧墙水平距离 20 m 左右,同时侧向边界的影响范围约为 30 m。计算还表明,除毗邻车站结构侧墙的土地层峰值加速度受到很大影响外,离车站结构侧墙的距离超过 10 m 时土层峰值受到的影响很小且影响规律不明显^[43]。

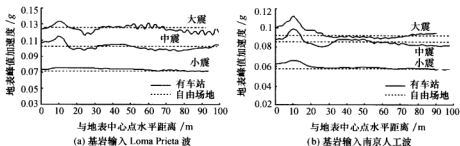


图 12-49 地铁车站结构对场地地表峰值加速度的影响

可初步认为,与自由场地土体的加速度反应相比,地铁车站结构仅对其正上方、侧墙附近地表及土层的峰值加速度反应有放大效应,对较远处地表及土层的加速度反应影响不大。

12-6 地铁地下结构大型振动台模型试验设计

近十多年来,为了探讨地铁地下结构地震反应及地震灾害机理,国内外学者设计并完成了一些地铁地下结构振动台模型试验(史常青,1996;杨林德和季倩倩,2002,2003;陈国兴和庄海洋,2006,2007)^[44-49]。振动台模型试验揭示了地铁地

下结构地震反应的一些特点,且部分试验现象与实际震害相符。在缺乏必要的现场地震实测数据的前提下,模型试验数据的积累促进了地铁地下结构地震反应分析模型和方法的发展。

作者以南京地铁的建设背景为基础,考虑复杂介质环境,分别对含有可液化土层的深软场地上双洞单轨地铁区间隧道结构和两层双柱三跨地铁车站模型进行了大型振动台模型试验。试验模型的几何相似比 $\lambda_l = \frac{1}{25}$, 是国内迄今为止完成的场地条件最为复杂和几何相似比最大的地下结构振动台试验。该试验中对试验结果起决定作用的主要参数采用统一的相似比,而对次要参数的相似比则尽量与主要参数的相似比接近,这在我国以前的大型振动台模型试验中是很少遇到的。

12-6-1 模型相似关系设计

11-3 节详细论述了土-结构动力相互作用振动台试验模型设计的理论与方法,这里不再细述。由于地震动所引起的土层侧向变形是影响地铁结构振动的主要作用力,该试验的主要目的在于考察场地液化过程中地铁区间隧道和车站结构的失效过程及其动力反应规律,据此,模型相似设计基本原则如下:

(1) 由于该试验的一个重点模拟对象为液化场地,因此,模型土层的有效上覆土压力和土中振动力孔隙水压力是必须考虑的。

(2) 由于地铁区间隧道和地铁车站结构的模型尺寸较小,很难采用人工质量的方法考虑重力效应,因此,采用重力失真模型。

(3) 为了在一定程度上模拟土-地铁地下结构模型系统的动力相互作用特性,土和地铁地下结构尽量采用相同的相似比例关系。

(4) 由于该试验是对地基大变形和结构临近动力破坏的试验研究,因此,应保持地铁地下结构模型材料抗力相似性、模型材料阻尼特性和应力-应变关系与原材料的相似性;要求模型材料的性能稳定,易于加工成型。

(5) 应考虑振动台的台面尺寸、性能、承载吨位及其试验能力的制约。

根据上述的模型相似设计基本原则,确定模型几何尺寸的相似比为 $\frac{1}{25}$; 由于该模型试验的重要研究对象之一为可液化土,根据现有经验^[30-55],采用水沉法制备模型试验的可液化土。室内水沉法制备模型土的小型试验结果表明,该试验采用的粉细砂原状土的密度与水沉法制备的模型可液化土的密度基本相当;同时,采用微粒混凝土制备结构模型时模型材料的密度与实际混凝土材料的密度也基本相当,因此,整个模型体系的密度相似比定为 1。根据式 (4-109) 和表 4-2 确定的南京粉细砂最大剪切模量值,可确定出模型场地条件下模型土的剪切模量相似比约为 $\frac{1}{4}$, 与模型结构的混凝土模量相似比一致。

根据 Buckingham π 定理,以长度 l 、弹性模量 E 和密度 ρ 为基本物理量,模型体系的相似关系及相似比见表 12-14。

表 12-14 土-地铁地下结构振动台试验的模型相似关系及其相似比

类 型	物理量	相似关系	相似比
几何特征	长度 l	λ_l	1/25
	位移 r	$\lambda_r = \lambda_l$	1/25
材料特征	弹性模量 E	λ_E	1/4
	密度 ρ	λ_ρ	1
	应变 ε	λ_ε	1
	应力 σ	$\lambda_\sigma = \lambda_E \lambda_l$	1/4
	有效上覆压力 σ'_v	$\lambda_{\sigma'_v} = \lambda_l$	1/25
动力特征	动孔压 u	$\lambda_u = \lambda_l$	1/25
	时间 t	$\lambda_t = \lambda_l \sqrt{\lambda_\rho / \lambda_E}$	1/12.5
	频率 ω	$\lambda_\omega = 1/\lambda_t$	12.5
	加速度 a	$\lambda_a = \lambda_l / \lambda_t^2$	6.25

12-6-2 模型箱、模型土和模型结构的设计及其制备^[43,47]

1. 模型箱的设计

现有研究表明,地基平面尺寸与结构平面尺寸之比大于 5 时,边界效应对结构的动力反应影响已很小;季倩倩(2002)的研究表明^[43],沿车站的纵向边界对车站结构内力的影响大概为距离地下结构纵向端部一倍结构宽度的范围内。据此,根据试验确定的模型几何相似比 $\frac{1}{25}$,设计的模型箱净尺寸为 4.5 m(振动方向)×3.0 m(纵向)×1.8 m(高度),模型箱的整体设计如图 12-50 所示。

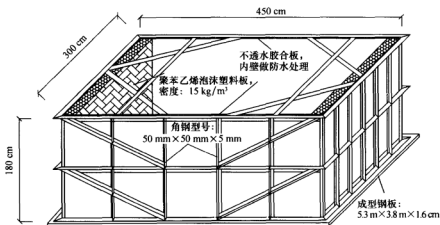


图 12-50 试验模型箱的结构设计

为了尽量减小振动方向上模型箱壁的地震波反射效应,在模型箱振动方向的两侧壁内衬聚苯乙烯塑料泡沫板。根据季倩倩(2002)^[43]对三种不同类型泡沫塑料板的物性参

数研究及其试验结果的分析,本试验采用密度为 15 kg/m^3 的聚苯乙烯泡沫塑料板,厚 20 cm ;该塑料板厚度压缩 10% 时的动弹模为 4.13 MPa 。采用 ABAQUS 软件分析得到模型箱在振动方向上一阶振型自振频率为 100.4 Hz ,该自振频率远远超过模型地基体系的自振频率,模型箱的振型分析模型及沿振动方向的一阶振型分别如图 12-51 和图 12-52 所示。

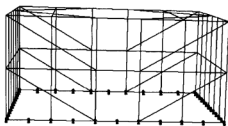


图 12-51 模型箱的振型分析模型

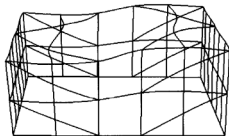


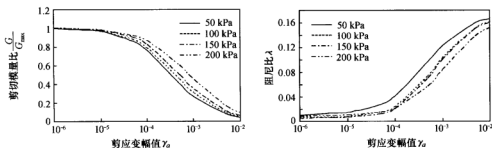
图 12-52 模型箱沿振动方向的一阶振型

2. 模型土的制备及其装箱

为了使模型场地条件尽量与原型场地条件相似,模型所用的粉细砂取自南京地铁沿线某基坑中,埋深约为 $4 \sim 9 \text{ m}$,采用汽车把粉细砂土运到北京试验室后自然风干,采用筛除法对风干状的粉细砂除去杂质,对该类型的粉细砂进行了颗粒级配试验,如表 12-15 所示,该土重塑样的最大孔隙比为 1.09 ,最小孔隙比为 0.70 。采用水沉法制样时测得的土样饱和重度约为 19.0 kN/m^3 ,采用该密度的粉细砂重塑样进行自振柱试验,重塑样的剪切模量比 $\frac{G}{G_{\max}}$ 和阻尼比 λ 。试验曲线如图 12-53 所示,其最

表 12-15 南京粉细砂的颗粒级配

粒径/mm	>0.25	$0.25 \sim 0.1$	$0.1 \sim 0.075$	$0.075 \sim 0.05$	<0.05
含量百分率/%	0.4	55.9	31.5	7.6	4.8

图 12-53 南京粉细砂重塑样的动剪切模量比 $\frac{G}{G_{\max}}$ 和阻尼比 λ 曲线

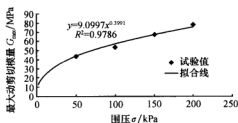


图 12-54 南京粉细砂重塑土样的最大动剪切模量与围压的关系

大动剪切模量 G_{\max} 与试样围压的关系如图 12-54 所示。

在试验中, 模型场地土层分三层, 顶层和底层为黏土层, 中间层为饱和粉细砂层, 从上到下各土层的厚度分别为 16 cm、120 cm 和 24 cm; 模型地基的宽度为 4.1 m; 地铁隧道结构两洞之间的距离为 76 cm; 地铁区间隧道模型和地铁车站结构模型试验的装箱示意图分别如图 12-55 和图 12-56 所示。

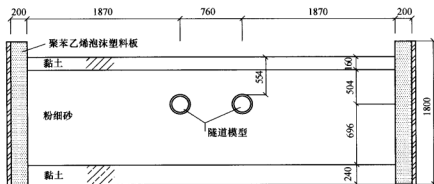


图 12-55 地铁区间隧道模型装箱示意图 (单位: mm)

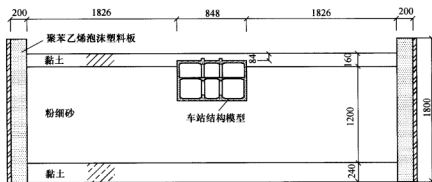


图 12-56 地铁车站结构模型装箱示意图 (单位: mm)

在模型土及其模型结构装箱后, 静置一天待模型地基固结后, 采用南京工业大学购置的德国 SUMIT 浅层地震仪对模型地基进行面波探测, 测点及震源布置如图 12-57 所示, 测得模型土剪切波速 $v_s \approx 65$ m/s, 则模型土的最大动剪切模量 $G_{\max} \approx 7.6$ MPa。

3. 模型结构的制作

采用微粒混凝土制作结构模型; 采用镀锌钢丝模拟结构构件中的配筋。根据微粒混

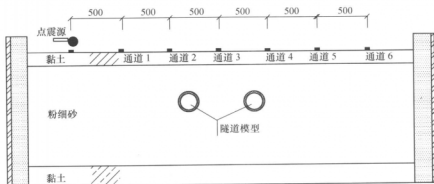


图 12-57 模型地基波速试验示意图 (单位: mm)

凝土的试验结果^[45,56~58], 本试验的微粒混凝土配合比如表 12-16 所示, 对所用微粒混凝土的强度和弹性模量进行了试验, 测定微粒混凝土强度的试样为 $7.07\text{ cm} \times 7.07\text{ cm} \times 7.07\text{ cm}$ 的立方体试块, 测定弹性模量的试样为 $10\text{ cm} \times 10\text{ cm} \times 30\text{ cm}$ 的棱柱体试块, 试验结果如表 12-17 所示。制作的地铁隧道和车站结构模型如图 12-58 所示。

表 12-16 模型结构微粒混凝土的配合比

模型结构	水泥 (425 #)	粗砂	石灰	水
隧道模型	1	5.2	0.6	0.5
车站模型	1	5.0	0.6	0.5

表 12-17 模型结构微粒混凝土的强度和弹性模量

结构模型	立方体强度/MPa	弹性模量/MPa
隧道模型	5.33	1.02×10^4
车站模型	上部结构	0.85×10^4
	下部结构	0.85×10^4



图 12-58 地铁隧道和车站结构模型

12-6-3 输入地震动和试验加载方法

采用 El-Centro 波、南京人工波和 Kobe 波作为振动台台面输入地震波, 三种地震波的频谱特征明显不同, Kobe 波的傅里叶谱频宽最小, El-Centro 波的频宽居中, 而南京人工波的频宽最宽, 如图 12-59 所示。100 年超越概率 63%、10% 和 3% 的南京人工波为南京某地铁站基岩波, 峰值加速度分别 $0.053g$ 、 $0.116g$ 和 $0.154g$ 。

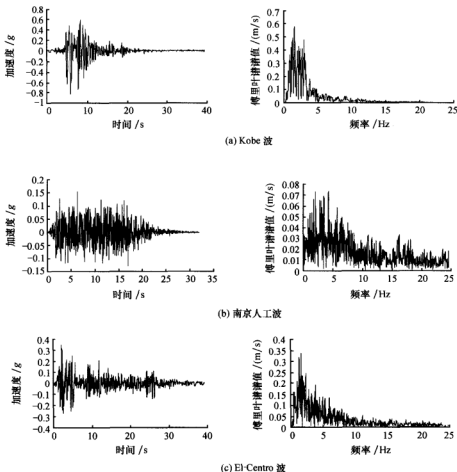


图 12-59 振动台试验的输入地震动加速度时程及其傅里叶谱

试验中采用纵向 (X 向) 输入激振, 原加速度时程的时间步长为 0.02 s , 根据时间的相似关系, 试验中采用的时间步长被调整为 0.0016 s , 加速度时程的峰值根据加速度相似系数调整后按逐级递增的方式输入, 在每一级荷载加载前, 采用幅值为 $0.05g$ 的白噪声扫描, 以观测模型体系动力特性的改变。应指出, 计算机输入峰值加速度与台面实测值存在差别。由于本试验进行含有可液化砂土的试验, 不宜通过多次试震, 调整台

面峰值,因此,地铁区间隧道结构模型试验的最终加载工况见表12-18,地铁车站结构模型试验的最终加载工况见表12-19。

表 12-18 地铁区间隧道结构模型试验的加载工况

工况序号	输入波类型	工况代号	X向峰值加速度/g	工况序号	输入波类型	工况代号	X向峰值加速度/g
1	白噪声	S-B1	0.05	8	Kobe波	S-K2	0.715
2	El-Centro波	S-E1	0.42	9	白噪声	S-B3	0.05
3	南京人工波	S-N1	0.235	10	El-Centro波	S-E3	0.990
4	Kobe波	S-K1	0.321	11	南京人工波	S-N3	0.794
5	白噪声	S-B2	0.05	12	Kobe波	S-K3	0.98
6	El-Centro波	S-E2	0.951	13	白噪声	S-B4	0.05
7	南京人工波	S-N2	0.676	14	南京人工波	S-N4	1.088

表 12-19 地铁车站结构模型试验的加载工况

工况序号	输入波类型	工况代号	X向峰值加速度/g	工况序号	输入波类型	工况代号	X向峰值加速度/g
1	白噪声	C-B1	0.05	8	Kobe波	C-K2	0.619
2	El-Centro波	C-E1	0.376	9	白噪声	C-B3	0.05
3	南京人工波	C-N1	0.284	10	El-Centro波	C-E3	1.04
4	Kobe波	C-K1	0.305	11	南京人工波	C-N3	0.865
5	白噪声	C-B2	0.05	12	Kobe波	C-K3	0.982
6	El-Centro波	C-E2	0.768	13	白噪声	C-B4	0.05
7	南京人工波	C-N2	0.638	14	南京人工波	C-N4	1.13

12-6-4 试验装置及其传感器的布置

1. 试验装置

模型箱、模型土和模型结构的总重量超过40 t;本试验是在中国建筑科学研究院抗震所的大型振动台上实施完成的。该振动台是由美国MTS公司生产的三向六自由度大型高性能模拟地震振动台,目前是国内承载吨位最大的振动台,其主要技术参数为:台面尺寸:6 m×6 m;最大载重:80 t;最大加速度:±1.5g(X)、±1.5g(Y)、±1.5g(Z);最大速度:±1.0 m/s(X)、±1.2 m/s(Y)、±0.8 m/s(Z);最大位移:±15 cm/s(X)、±25 cm/s(Y)、±10 cm/s(Z);最大倾覆力矩:180 t·m。

2. 传感器的选用

由于试验主要测定地铁区间隧道和地铁车站结构的加速度反应、周围场地的加速度场、结构的侧向土压力和模型地基中的振动孔隙水压力,因此,所需传感器有加速度传感器、应变传感器、孔隙水压力传感器和土压力传感器。加速度传感器采用型号LC04系列的内置IC压电式传感器,最大量程为5g。由于试验中加速度传感器埋置在饱和土中,其本身的平均密度远大于模型土的密度,因此,对加速度传感器进行防水处理和改装,为使加速度传感器的相对密度与模型土相一致而不导致土-仪器的耦合振动,把加速度传感器放置在密封的有机玻璃盒中,以减小整个仪器的相对密度;同时,在有机玻璃盒的底部四角预留固定孔,采用合理长度的钢丝固定在土中。由于结构模型比较小,

应变传感器采用栅长 $5\text{ mm} \times 2\text{ mm}$ 、电阻值 $120\ \Omega$ 的电阻应变传感器。孔压计采用型号为 YY-2 型固态压阻式压力孔压传感器；土压力盒采用测量动态接触压力的传感器。各传感器如图 12-60 所示。

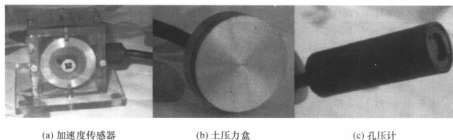


图 12-60 试验所用的传感器

3. 传感器的布置方案

根据 14-3 节和 14-4 节地铁区间隧道和地铁车站结构地震反应特性的数值分析结果，应变片布置在地震应力较大的部位，因此，把区间隧道的中间横截面作为主要观测面；同时，设置一个辅助观测面和端部观测面，区间隧道的传感器布置如图 12-61 所示，编号头字母 S 代表应变片，A 代表加速度计，P 代表土压力盒。

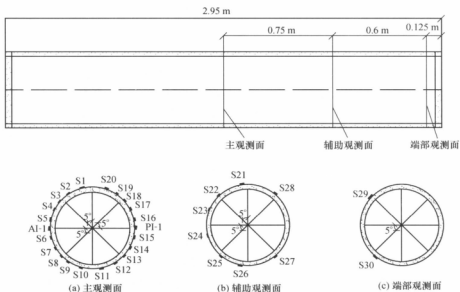


图 12-61 地铁区间隧道结构横断面上传感器布置图

地铁车站结构的地震应力较大部位主要在各构件交叉部位附近，因此，车站结构模型的应变片主要布置在各构件的交叉部位附近，根据车站结构的横端面的差异，在结构

中间有柱的横断面上布置一个主观测面, 在没有柱的横断面上布置一个次观测面; 同时, 布置了辅助观测面和端部观测面, 车站结构模型传感器的布置图如图 12-62 和图 12-63 所示。

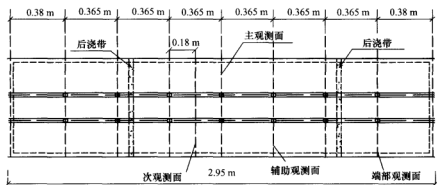


图 12-62 地铁车站结构模型各观测面位置

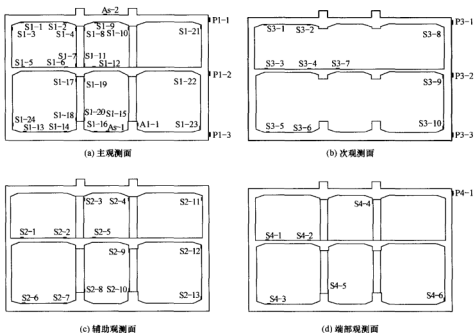
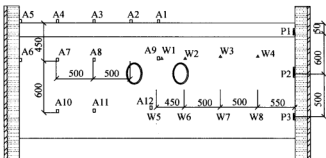


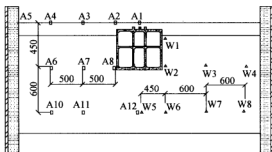
图 12-63 地铁车站结构横断面上各观测面传感器布置图

为了测定模型结构周围模型地基的加速度反应及其粉细砂土的振动孔压变化规律, 在模型土体中布置了一定数量的加速度传感器和孔压计, 模型土中的传感器布置如图 12-64 所示, 图中 W 代表孔压计。为了验证模型箱侧壁边界效应的影响程度, 沿模型地

基地表振动方向布置加速度计 A1、A2、A3、A4 和 A5，测试模型地表的加速度反应；沿垂直于振动方向的模型地基地表布置加速度计 A51、A52 和 A53，测试模型箱平行于振动方向的侧壁边界效应，如图 12-65 所示。



(a) 地铁隧道模型试验



(b) 地铁车站结构模型试验

图 12-64 模型场地土中传感器布置图 (单位: mm)

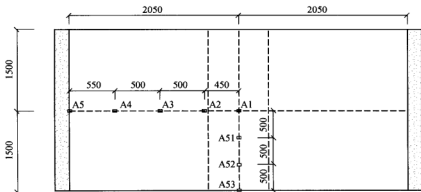


图 12-65 模型场地地表加速度计布置图 (单位: mm)

12-7 地铁地下结构大型振动台模型试验

12-7-1 地铁区间隧道大型振动台模型试验^[43,47,48]

1. 模型体系的自振频率和阻尼比

在试验中的不同阶段分别采用幅值为 0.05g 的白噪声对模型体系进行白噪声扫描, 利用模型地基地表加速度测点的频域传递函数求得模型体系的自振频率和阻尼比, 如表 12-20 所示。由表 12-20 可知, 模型体系随着加载工况的逐级施加, 模型体系的一阶自振频率逐渐降低, 阻尼比逐渐增大, 表明模型土体在地震动作用下已经发生塑性变形。

表 12-20 模型体系一阶自振频率和阻尼比

加载工况	频率/Hz	阻尼比/%
S-B1	11.44	1.7
S-B2	11.13	3.5
S-B3	10.66	4.6
S-B4	10.25	5.8

2. 模型地基边界效应的验证

图 12-66 给出工况沿振动方向的模型地基地表测点 A1、A2、A3、A4 和 A5 的加速度时程及其傅里叶谱 (图中前两个字母组合代表工况, 最后一个字母和数字的组合代表测点, 下同), 图 12-67 给出工况 K2 沿垂直于振动方向的模型地基地表的 4 个测点 A51、A52 和 A53 的加速度时程及其傅里叶谱。

由 12-3 节可知, 深埋区间隧道对地表地震动的影响不大。因此, 通过对比模型场地表的地震动特性, 可以反映出模型箱边界的处理效果。地表加速度计 A1~A5 记录的峰值加速度见表 12-21, 距离边界较近的加速度计 A3~A5 记录的峰值加速度基本相同, 加速度计 A1 和 A2 记录的峰值加速度明显比加速度计 A3~A5 记录的峰值加速度要大, 这一现象与 12-3 节地铁隧道对地表峰值加速度的影响规律相一致; 由图 12-66 可知, 测点 A1~A3 的加速度傅里叶谱的频谱特性基本相同, 测点 A4 和 A5 的加速度傅里叶谱的频谱特性与测点 A1~A3 的傅里叶谱频谱特性稍有区别, 但是区别不明显; 同时, 加速度时程的强震段持时也基本相同。因此, 该试验对振动方向模型地基边界的处理效果是可靠的。

加速度计 A1、A51、A52 和 A53 记录的地表峰值加速度值如表 12-22 所示。从模型地基中心点到模型箱侧壁, 加速度计记录的峰值加速度呈递减趋势, 最大减小幅度约为 4%。因此, 从峰值加速度看, 平行于振动方向的模型地基边界效应基本可以忽略。由图 12-67 可以看出, 测点 A1、A51 和 A52 的加速度时程的强震段持时基本相同, 傅里叶谱的频谱特性也基本一致。

3. 模型地基的加速度反应规律

图 12-68 给出工况 S-K2 模型地基中心点处从地表到箱底依次布置的加速度计 A1、A9、A12 和台面加速度计记录的加速度时程及其傅里叶谱。由图可知, 台面输入的地震动经过模型土介质传播后其频谱特性发生明显的改变, 由下到上各测点加速度记录的

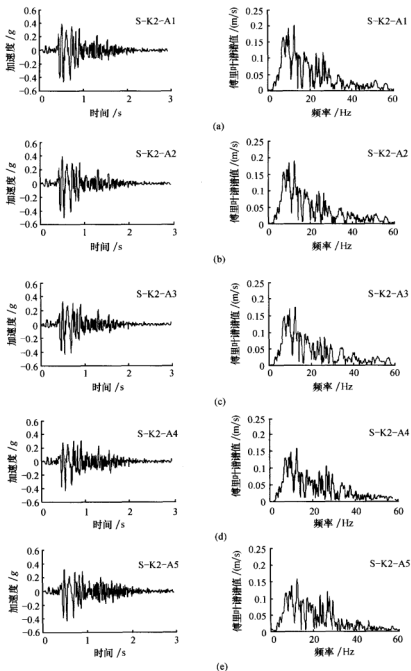


图 12-66 沿振动方向各测点的地表加速度时程及其傅里叶谱

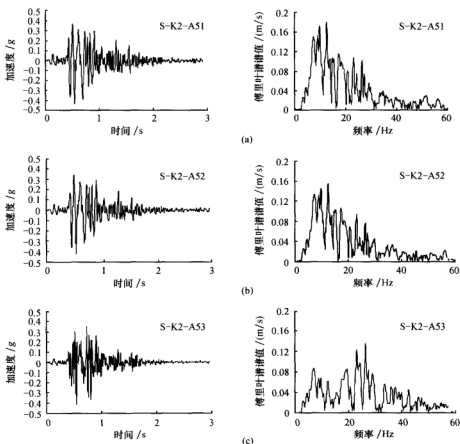


图 12-67 垂直于振动方向上各测点的地表加速度时程及其傅里叶谱

表 12-21 振动方向上测点的峰值加速度

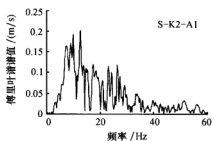
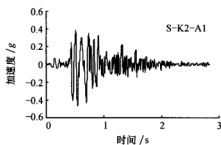
加速度计	A1	A2	A3	A4	A5
峰值加速度/g	0.468	0.502	0.435	0.428	0.425

表 12-22 垂直振动方向上测点的峰值加速度

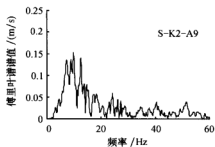
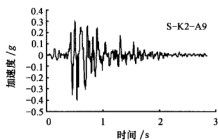
加速度计	A1	A51	A52	A53
峰值加速度/g	0.468	0.439	0.424	0.415

傅里叶谱值在频率范围 0~18 Hz 内逐渐变大,除测点 A1 的加速度记录外,在频率 18~60 Hz 范围内各测点加速度记录的傅里叶谱值逐渐减小。

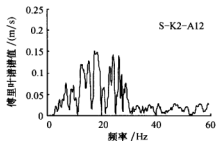
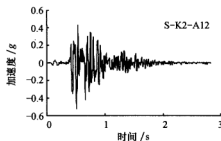
图 12-69 给出了台面输入南京人工波时土层不同深度的测点 A1、A9 和 A12 记录的峰值加速度。在台面输入地震动水平较低的工况 S-N1 时,地表峰值加速度比台面输入的峰值加速度明显要大;同时,土层不同深度处测得的峰值加速度变化也较大。而其他三种工况下地表峰值加速度明显小于台面输入的峰值加速度;同时,土层不同深度处测



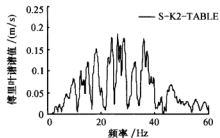
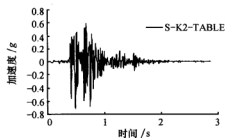
(a)



(b)



(c)



(d)

图 12-68 模型地基石中心点不同深度处的加速度时程及其傅里叶谱

得的峰值加速度相差也较小。表 12-23 给出了与模型场地地表测点 A1 的峰值加速度相对应的放大系数。图 12-70 给出了台面输入南京人工波时隧道模型结构侧向测点 A1-1 记录的加速度时程, 对应的峰值加速度放大系数如表 12-24 所示。

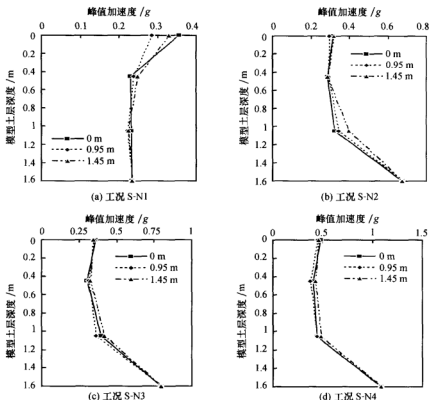


图 12-69 输入南京人工波时模型土层不同深度的测点 A1、A9 和 A12 记录的峰值加速度

表 12-23 地表测点 A1 的峰值加速度放大系数

工 况	S-N1	S-N2	S-N3	S-N4
放大系数	1.51	0.46	0.45	0.44

4. 隧道结构的应变反应

在模型隧道结构的不同横截面外表面上布置了近 30 个应变片, 除为数不多的几个应变片因受潮损坏外, 隧道结构关键部位的应变片都能工作正常, 图 12-71 给出了应变片 S1~S9 测得的隧道结构应变时程。

试验前隧道结构传感器的布置方案如图 12-61 所示, 应变片 S3 和 S8 分别位于与隧洞顶部和洞底成 45° 圆心角的位置; 但试验中由于模型隧道在放置时受浮力影响, 洞顶位置沿顺时针约旋转了 12° , 因此, 在试验中应变片 S4 和 S9 的位置才接近于与隧道洞

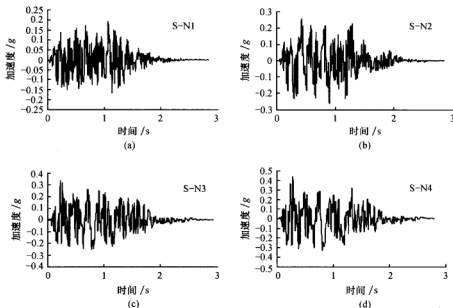


图 12-70 地铁隧道模型结构侧向测点 A1-1 记录的加速度时程

表 12-24 地铁隧道测点 A1-1 的峰值加速度放大系数

工 况	S-N1	S-N2	S-N3	S-N4
放大系数	0.83	0.38	0.43	0.41

顶和洞底成 45° 圆心角的位置, 同时, S1 和 S6 分别位于隧道横截面的竖、横轴线位置上。

由图 12-71 可知, 应变片 S4 和 S9 记录的应变幅值明显大于隧道结构其他位置记录的应变幅值, 而应变片 S1 和 S6 记录的应变幅值明显小于隧道结构其他位置记录的应变幅值。在与洞顶的圆心角为 $0^\circ \sim 90^\circ$ 范围内, 随着与洞顶圆心角的增大, 应变片记录的应变幅值也随之增大; 与洞顶成 45° 圆心角位置附近应变幅值最大, 最大应变幅值为 6.44×10^{-5} ; 随后, 应变的幅值又随圆心角的变大而变小, 在与洞顶成 90° 圆心角位置附近的应变幅值最小, 这一实测的应变幅值变化规律与 12-3 节隧道地震反应数值分析所得的规律相一致。由图 12-71 可以发现, 各测点记录的隧道结构应变值在振动停止后不能归零, 这一现象与 12-3 节的隧道结构应变时程曲线形状一致, 造成这一现象的主要原因是隧道结构周围的土体在地震作用下产生了永久变形, 从而使震动结束后结构产生了附加地震变形, 根据应变实测值和试验的应力相似关系可得, 在工况 S-N3 中隧道结构最大的应力值 (换算后) 为 2.58 MPa, 由此判断该工况下隧道结构仍处于弹性工作状态。

应变片 S9、S25 和 S30 分别位于模型隧道结构主观测面、辅助观测面和端部观测面对应相同圆心角的位置上, 图 12-72 给出了三个应变计记录的应变时程。由图 12-72

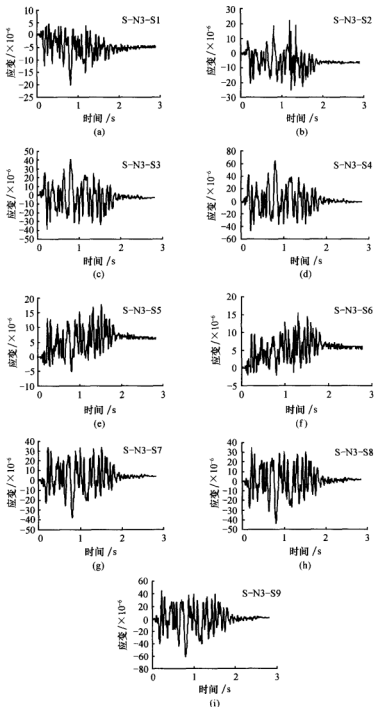


图 12-71 地铁隧道结构不同位置处测得的应变时程

可知,应变片 S9 和 S25 记录的应变时程基本相同,而应变片 S30 记录的应变时程幅值明显小于 S9 和 S25 记录的应变幅值,这说明端部对观测面处的隧道地震反应影响很小,基本可以忽略不计。

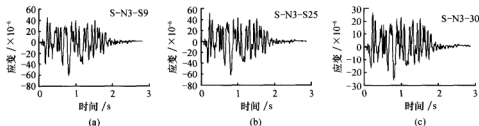


图 12-72 不同观测面测得的结构应变时程

表 12-25 和图 12-73 分别给出了应变片 S4 和 S9 记录的应变幅值及与台面输入地震动峰值加速度的关系。可见,输入 Kobe 波时的应变幅值最大,输入 El-Centro 波时的次之,输入南京波时的最小。

表 12-25 不同工况下应变片 S4 和 S9 记录的应变幅值

工 况	S-E1	S-N1	S-K1	S-E2	S-N2	S-K2	S-E3	S-N3	S-K3	S-N4
应变幅值										
S4($\times 10^{-6}$)	41.4	31.1	49.7	67.2	49.1	65.4	73.9	64.4	90.2	105.2
S9($\times 10^{-6}$)	37.0	27.6	45.4	61.1	44.7	75.3	78.1	61.8	80.3	81.1

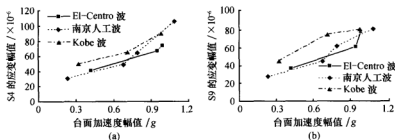


图 12-73 应变幅值与台面输入地震动峰值加速度的关系

5. 模型箱和模型结构的侧向土压力

在垂直振动方向的模型箱一个侧壁上沿不同高度布置三个土压力盒,图 12-74 为不同工况模型箱侧壁动土压力值与高度的关系;在模型隧道的侧向布置了一个土压力盒,图 12-75 为模型隧道侧向土压力与台面输入峰值加速度值的关系。由图可知,模型箱侧壁的中间土压力盒测得的土压力明显比上下两个土压力盒测得的值大得多,模型箱侧壁和模型隧道的侧向动土压力均随着台面输入峰值加速度的增大而增大。

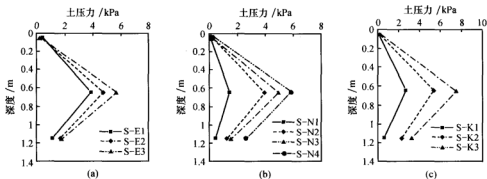


图 12-74 主观测面模型箱侧壁土压力与深度的关系

12-7-2 地铁车站结构大型振动台模型试验^[43,47,49]

1. 模型体系的加速度反应

在车站结构顶板和底板的中跨中点处分别布置加速度计 As-1 和 As-2, 以测试车站结构顶板和底板处的加速度反应; 同时, 在车站结构周围的土体中也布置一定数量的加速度计。工况 C-K2 各加速度计记录的加速度时程如图 12-76 所示; 图 12-77 为同一埋深的加速度计 A6~A8 记录的加速度时程的傅里叶谱。可见, 地铁车站结构侧向加速度计 A8 记录的加速度幅值及其频谱特性明显区别于同一埋深的其他两个加速度计 A6 和 A7 记录的加速度幅值及其频谱特性, 这说明地铁车站结构对周围土体的地震反应有明显的影响。

表 12-26 给出不同工况下车站结构的峰值加速度放大系数。可以看出, 在台面输入同一地震波时, 随着输入峰值加速度增大, 各加速度计测得的峰值加速度放大系数减小, 尤其在第二级荷载时峰值加速度放大系数比第一级荷载时的小得多; 车站结构周围土体及地表峰值加速度随离车站结构距离的增大而呈波形变化; 车站结构顶板处的峰值加速度一般都大于底板处的峰值加速度; 但也存在与此相反的情况。

2. 地铁车站结构的应力反应

在地铁车站结构的不同断面上布置了应变片 53 片, 由于结构在饱和土中放置时间太长, 最终只有 21 片应变片能正常工作, 其余因受潮而损坏, 试验中正常工作的应变片分布情况如图 12-78 所示。表 12-28 给出了不同工况下地铁车站结构不同部位测得的应变幅值。地铁车站结构的地震反应规律如下:

(1) 地铁车站结构中柱的应变幅值明显大于结构其他构件测得的应变幅值, 上层中柱顶端的应变幅值明显大于上层中柱底端的应变幅值; 下层中柱顶端的应变幅值明显大于下层中柱底端的应变幅值。

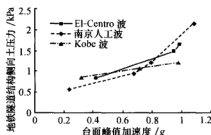


图 12-75 地铁隧道结构侧向土压力与台面输入地震峰值加速度的关系

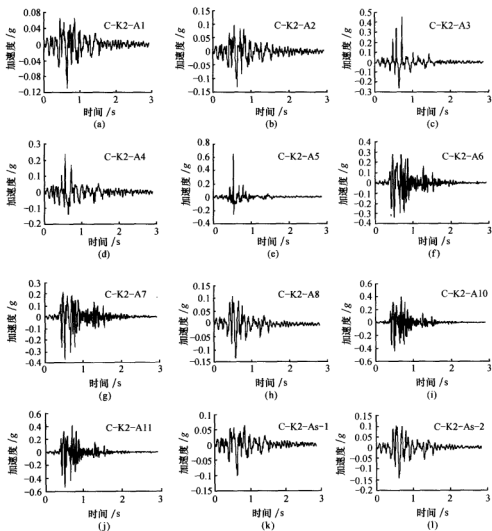


图 12-76 工况 C-K2 时地铁车站结构各测点的加速度时程

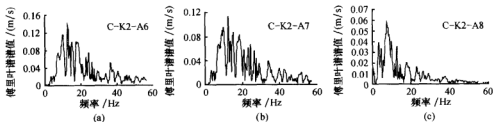
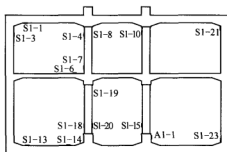


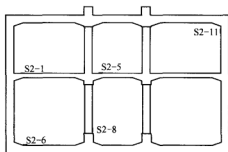
图 12-77 地铁车站结构同一深度处不同测点的加速度傅里叶谱

表 12-26 地铁车站结构各测点的峰值加速度放大系数

工 况	El-Centro 波			南京人工波				Kobe 波		
	C-E1	C-E2	C-E3	C-N1	C-N2	C-N3	C-N4	C-K1	C-K2	C-K3
A1	0.64	0.21	0.18	0.72	0.28	0.22	0.19	0.69	0.17	0.10
A2	0.68	0.21	0.17	0.83	0.31	0.36	0.33	0.76	0.16	0.13
A3	0.84	0.43	0.56	0.94	0.81	0.88	0.96	1.29	0.72	0.49
A4	0.59	0.46	0.31	0.94	0.56	0.77	0.66	0.98	0.37	0.27
A5	0.65	0.46	0.41	0.61	0.41	0.72	0.72	0.86	1.01	0.57
A6	0.57	0.42	0.38	0.63	0.42	0.36	0.36	0.70	0.55	0.55
A7	0.58	0.35	0.44	0.58	0.29	0.34	0.41	0.76	0.59	0.49
A8	0.32	0.21	0.17	0.37	0.29	0.25	0.25	0.42	0.21	0.11
A10	0.69	0.51	0.45	0.73	0.59	0.47	0.43	0.86	0.72	0.60
A11	0.75	0.64	0.61	0.66	0.52	0.53	0.46	0.96	0.87	0.54
AS-1	0.59	0.20	0.18	0.71	0.28	0.21	0.20	0.69	0.16	0.09
AS-2	0.57	0.22	0.18	0.76	0.31	0.25	0.26	0.80	0.23	0.14



(a) 主观测面



(b) 侧观测面

图 12-78 振动台试验中正常工作的应变片分布图

表 12-27 地铁车站结构各构件的应变幅值 (单位: $\times 10^{-6}$)

工 况	C-E1	C-E2	C-E3	C-N1	C-N2	C-N3	C-N4	C-K1	C-K2	C-K3
顶板左跨左端 (S1-1)	1.9	2.1	2.7	2.2	3.8	4.6	5.6	2.1	1.9	1.8
中板左跨右端 (S1-6)	2.9	4.0	4.8	2.9	4.8	3.5	4.2	2.9	2.7	2.7
中板左跨左端 (S2-1)	2.6	3.2	3.2	2.1	2.4	2.7	3.4	2.1	2.1	2.2
底板左跨左端 (S1-13)	4.0	9.3	5.8	2.1	5.0	3.4	5.4	2.7	2.9	2.7
底板左跨右端 (S1-14)	1.9	6.1	4.2	2.1	4.8	6.2	4.2	2.6	3.5	3.5
上层中柱顶端 (S1-4)	19.5	23.7	24.6	18.9	21.4	23.8	27.0	16.0	21.0	23.5
上层中柱底端 (S1-7)	14.2	16.8	18.9	11.5	14.9	17.6	20.6	12.2	13.4	13.9
下层中柱顶端 (S1-19)	32.6	40.3	43.8	24.8	38.9	43.2	56.0	25.0	26.1	35.4
下层中柱底端 (S1-20)	16.6	22.7	26.6	13.6	21.8	23.7	24.5	14.7	16.0	17.9
侧墙顶端 (S2-11)	5.8	4.6	5.3	4.8	4.6	5.6	7.4	3.5	3.8	3.4
侧墙底端 (S1-23)	6.4	7.7	9.1	5.4	5.9	6.7	11.0	5.9	7.2	5.9

(2) 地铁车站主体结构构件中, 板的应变幅值明显小于侧墙的应变幅值, 中板与中柱交叉部位的应变幅值明显大于中柱与侧墙交叉部位的应变幅值; 侧墙顶部的应变幅值明显小于侧墙底部的应变幅值。

(3) 除个别测点外, 主要测点的应变幅值随台面输入地震动峰值加速度的增大而增大。

(4) 当台面输入地震动水平相同时, 输入南京人工波时地铁车站结构的应变幅值明显大于输入其他两种地震波时的应变幅值。这表明, 地铁车站结构的应变反应对台面输入地震动的频谱特性具有选择性。

图 12-79 给出了台面输入第二级地震动时地铁车站结构的下中柱柱顶测得的应变时程曲线。由于中柱受周围土体永久变形的影响较小, 且中柱仍处于弹性变形阶段, 因此, 在加荷完成后应变片的累积应变很小。

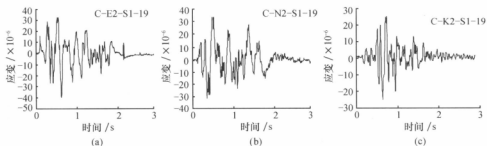


图 12-79 第二级加载时地铁车站下中柱顶端的应变时程

由于试验中孔压传感器的使用不当或仪器本身的问题, 未能测出模型土中振动孔隙水压力的变化规律; 但在试验中发现, 在台面输入第二级荷载时, 模型地基地表出现了冒水喷砂的现象, 如图 12-80 所示。在试验中同时发现, 在模型地基地表出现裂缝, 裂缝中有水不断地冒出, 如图 12-81 (a) 所示; 在地铁隧道模型试验结束后测得模型地表的沉降值为 2.7 cm, 而地铁隧道的下沉值为 2.3 cm, 地铁隧道相对周围土体上浮了 0.4 cm; 在地铁车站结构模型试验结束后, 测得地表沉降 2.2 cm, 而地铁车站结构相对周围土体上浮了近 2.8 cm, 地铁车站结构上浮现象如图 12-81 (b) 所示。

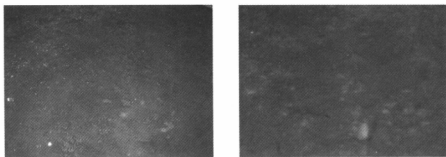
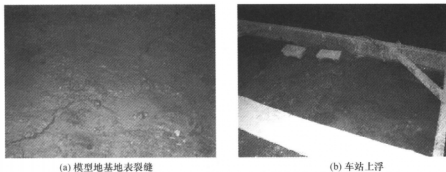


图 12-80 模型地基地表冒水喷砂现象



(a) 模型地基地表裂缝

(b) 车站上浮

图 12-81 试验中模型地基地表开裂及地铁车站结构上浮现象

参 考 文 献

- [1] 张庆贺, 朱合华, 庄荣. 地铁与轻轨 [M]. 北京: 人民交通出版社, 2002; 318—319.
- [2] Charles H D, Arnon R. Damage to rock tunnels from earthquake shaking [J]. Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, 1978, (GT2): 175—191.
- [3] Wang W L, Wang T T, Su J J, et al. Assessment of damage in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi Earthquake [J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2001, (16): 133—150.
- [4] Iida H, Hiroto T, Yoshida N, et al. Damage to Dukai Subway Station [J]. Special Issue of Soils and Foundation, JSCE, 1996; 283—300.
- [5] 郑永来, 杨林德. 线形地下结构震害形式、原因及抗震对策 [A]//岩土工程青年专家学术论坛文集 [C]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998; 360—369.
- [6] 周炳章. 日本阪神地震的震害及教训 [J]. 工程抗震, 1996, (1): 39—45.
- [7] 林皋. 地下结构抗震分析综述 (上) [J]. 世界地震工程, 1990, (2): 1—10.
- [8] 林皋. 地下结构抗震分析综述 (下) [J]. 世界地震工程, 1990, (2): 1—10.
- [9] 川岛一彦. 地下结构的耐震设计 [M]. 日本: 鹿岛出版社, 1994.
- [10] Shukla D K, Rizzo P C, Stephenson D E. Earthquake load analysis of tunnels and shafts [A]// Proceeding of the 7th World Conference on Earthquake Engineering [C]. USA, 1980; 20—28.
- [11] Koji U, Shunsuke S. Characteristic of the vertical seismic waves associated with the 1995 HYOGO-NANBU (Kobe), Japan earthquake estimated from the failure of the DAKAI underground station [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2000, (6): 813—821.
- [12] 白冰, 周健. 软土地层隧道抗震稳定分析 [J]. 佛山科学技术学院学报, 2001, (1): 39—44.
- [13] 周健, 胡晓燕. 考虑行进波的地下建筑物动力反应分析 [J]. 岩石力学与工程学报, 2001, (1): 70—73.
- [14] Choi J S, Lee J S, Kim J M. Nonlinear earthquake response analysis of 2-D underground structures with soil-structure interaction including separation and sliding at interface [A]// 15th ASCE Engineering Mechanics Conference [C]. New York, USA, 2002; 1—8.
- [15] Huo H, Bobet A. Seismic design of cut and cover rectangular tunnels-evaluation of observed behavior of Dukai station during Kobe earthquake, 1995 [A]// Proceedings of the 1st World Forum of Chinese Scholars in Geotechnical Engineering [C]. Shanghai, China, 2003; 456—466.

- [16] 陈国兴, 庄海洋, 徐烨. 软弱地基浅埋隧洞对场地设计地震动的影响 [J]. 岩土工程学报, 2004, (6): 17-22.
- [17] 庄海洋, 陈国兴. 软弱地基浅埋地铁区间隧洞的地震反应分析 [J]. 岩石力学与工程学报, 2005, (14): 2506-2512.
- [18] Chen G X, Zhuang H Y, Shi G L. Analysis on the earthquake response of subway station based on the substructuring subtraction method [J]. 防灾减灾工程学报, 2004, (4): 396-401.
- [19] Lysmer J, Ostadan F, Chin-Cheng C. SASSI 2000 User's Manual, a system for analysis of soil-structure interaction. Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, USA, 2000.
- [20] 刘晶波, 李彬, 谷音. 地铁盾构隧道地震反应分析 [J]. 清华大学学报, 2005, (6): 757-760.
- [21] 李彬, 刘晶波, 尹晓. 双层地铁车站的强地震反应分析 [J]. 地下空间与工程学报, 2005, (5): 779-782.
- [22] 庄海洋, 陈国兴, 胡晓明, 等. 两层双柱岛式地铁车站结构水平向非线性地震反应分析 [J]. 岩石力学与工程学报, 2006, (s1): 3074-3079.
- [23] 庄海洋, 陈国兴. 双洞单轨地铁区间隧道非线性地震反应分析 [J]. 地震工程与工程振动, 2006, (2): 131-137.
- [24] Romanel C, Kundu T. A Hybrid modeling of soil-structure interaction problems for deeply embedded structures in a multi-layered medium [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1993, 22: 557-571.
- [25] 杨光, 刘曾武. 地下隧道工程地震动分析的有限元——人工透射边界方法 [J]. 工程力学, 1994, (4): 122-130.
- [26] 姜圻良, 徐余, 郑刚. 地下隧道——土体系地震反应分析的有限元和无限元耦合法 [J]. 地震工程与工程振动, 1999, (3): 22-26.
- [27] By ABAQUS Inc. Analysis User's Manual.
- [28] Lee J, Fenves G L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures [J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 1998, (4): 892-900.
- [29] 朱伯芳. 有限元法原理与应用 [M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1998: 474-475.
- [30] 王瑞民, 罗奇峰. 阪神地震中地下结构和隧道的破坏现象浅析 [J]. 灾害学, 1998, (2): 63-66.
- [31] 孙绍平. 阪神地震中给排水管道震害及其分析 [J]. 特种结构, 1997, (2): 51-55.
- [32] 于翔. 地下建筑结构应充分考虑抗震问题——1995年阪神地震破坏的启示 [J]. 工程抗震, 2002, (4): 17-20.
- [33] 杨春田. 日本阪神地震地铁工程的震害分析 [J]. 工程抗震, 1996, (2): 40-42.
- [34] 周炳章. 日本阪神地震的震害及教训 [J]. 工程抗震, 1996, (1): 39-45.
- [35] 曹炳政, 罗奇峰, 马硕, 等. 神户大开地铁车站的地震反应分析 [J]. 地震工程与工程振动, 2002, (4): 102-107.
- [36] 刘钊, 余才高, 周振强. 地铁工程设计与施工 [M]. 北京: 人民交通出版社, 2004.
- [37] 程建军, 严三保, 蒋建平, 等. 南京地铁南北线主要工程地震问题认识与评价 [J]. 地球科学与环境学报, 2004, (1): 46-51.
- [38] 梁建文. 地下管线抗震研究评述 [J]. 世界地震工程, 1995, 4: 1-7.
- [39] 孙建刚, 薛景宏, 王振. 地下输液管道动力反应分析 [J]. 地震工程与工程振动, 2000, (3): 87-92.
- [40] 艾晓秋, 李杰. 考虑土体固液两相性质的地下管线地震反应研究 [J]. 地震工程与工程振动,

- 2005, (2): 136—140.
- [41] Hubert K L, Ignatius P L. Evaluation of seismic performance for tunnel retrofit project. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2003, (7): 575—589.
- [42] 祝彦知, 仲政. 考虑各向异性的层土——盾构隧道地震反应数值模拟 [J]. *地震工程与工程振动*, 2004, (4): 90—98.
- [43] 庄海洋. 土-地下结构非线性动力相互作用及其大型振动台试验研究 [D]. 南京: 南京工业大学, 2006.
- [44] 史常青. 浅埋明挖地下铁道车站结构的抗震性能研究 [D]. 西安: 西南交通大学, 1996.
- [45] 季倩倩. 地铁车站结构振动台试验研究 [D]. 上海: 同济大学, 2002.
- [46] 杨林德, 季倩倩, 郑永来. 软土地铁车站结构的振动台模型试验 [J]. *现代隧道技术*, 2003, (1): 7—11.
- [47] 陈国兴, 庄海洋, 程绍革, 等. 土-地铁隧道动力相互作用的大型振动台试验: 试验方案设计 [J]. *地震工程与工程振动*, 2006, (6): 178—183.
- [48] 陈国兴, 庄海洋, 杜修力, 等. 土-地铁隧道动力相互作用的大型振动台试验: 试验结果分析 [J]. *地震工程与工程振动*, 2007, (1): 164—170.
- [49] 陈国兴, 庄海洋, 杜修力, 等. 土-地铁车站结构动力相互作用大型振动台模型试验研究 [J]. *地震工程与工程振动*, 2007, (2): 171—176.
- [50] Hoe I L, Yoshiyuki M, Toshinori K, et al. Centrifugal modeling of seismic behavior of large-diameter pipe in liquefiable soil [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2003, (12), 1092—1101.
- [51] Dewoolkar M M, Ko H Y, et al. Centrifuge modeling of models of seismic effects on saturated earth structures [J]. *Geotechnique*, 1999, (2): 247—266.
- [52] 凌贤长, 王臣, 王成. 液化场地桩-土-桥梁结构动力相互作用振动台试验研究进展 [J]. *地震工程与工程振动*, 2002, (4): 53—59.
- [53] 凌贤长, 王臣, 王志强, 等. 自由场地基液化大型振动台模型试验研究 [J]. *地震工程与工程振动*, 2003, (6): 138—143.
- [54] Yang Z H, Ahmed E, Korhan A, et al. Earth dam on liquefiable foundation and remediation: Numerical simulation of centrifuge experiments [J]. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 2004, (10): 1168—1176.
- [55] 陈跃庆, 吕西林, 侯建国, 等. 有建筑物存在的软土地基液化模拟地震振动台试验研究 [J]. *武汉大学学报 (工学版)*, 2003, (1): 59—85.
- [56] 鞠杨, 苏宏, 李锡静, 等. 微粒混凝土配制技术 [J]. *低温建筑技术*, 1994, (4): 25—26.
- [57] 鞠杨, 国明超, 吴振声. 微粒混凝土受拉性能试验 [J]. *工业建筑*, 1994, (12): 28—35.
- [58] 杨政, 廖红建, 楼康禹. 微粒混凝土受压应力应变全曲线试验研究 [J]. *工程力学*, 2002, (2): 90—94.

第 13 章 土坝抗震分析

鉴于土坝、尾矿坝、土石坝等土工构筑物抗震分析的主要任务之一都是评价其动力稳定性,其分析方法相同,仅是坝料的物理和力学性质不同,因此,在叙述坝的动力稳定性问题时,不严格区分土坝、尾矿坝、土石坝,通称为土坝。土坝抗震稳定性分析的常规方法是拟静力法,我国《水工建筑物抗震设计规范》SL203—97 和《碾压式土石坝设计规范》SL274—2001 对采用拟静力法进行土石坝抗震稳定计算和分析的技术细节做出了规定。现有经验表明,在地震动作用下土的抗剪强度不会发生明显降低的土坝,用拟静力法评估土坝边坡的动力稳定性是可行的。

Newmark (1965)^[1]提出了计算可能滑动体沿滑动面的有限滑动变形来代替拟静力法中计算可能滑动体的抗滑安全系数。Makdisi 和 Seed (1978)^[2]以 Newmark 刚塑性滑块法为基础,提出了考虑土的塑性的改进方法。该方法假定土坝受水平向地震动作用时沿圆弧滑动面滑动,土在屈服应力水平以下仅发生弹性变形,地震时不会发生永久变形;土所受到的应力水平超过屈服应力水平时将发生塑性变形,成为永久变形。

一维黏弹性剪切梁模型可得到土坝地震反应量的闭合解,对进行参数研究很是方便,在过去几十年里一直受到一些学者和工程师的欢迎^[3~5]。该模型最早是由 Mononobe 和 Takata (1936)^[6]所提出的,仅限于均质土坝。在此后几十年里,各国学者对剪切梁模型做了大量的改进工作,Gazetas (1981)^[7]、Dakoulas 和 Gazetas (1985)^[8]把坝料视为非均质弹性体,分析了土坝的自振特性和地震反应;Gazetas (1987, 1992)^[4,5]总结了土地震反应的剪切梁模型法的研究进展。剪切梁法主要是计算峰值加速度或等价地震系数最大值随坝体深度的分布。对于坝的动力稳定性问题,还需要再利用拟静力法或 Newmark 刚塑性滑块法才能做出评价。

目前,土地震反应分析通常采用总应力法,这既可在时域直接积分求解,也可在频域用复反应分析求解,但频域法仅能用等效线性黏弹性模型考虑土的动力性能。也有部分学者采用有效应力法和水土两相介质动力分析技术,把土的液化和软化及土体内部振动孔隙水压力的扩散、消散和重分布等因素,有机地结合起来考虑。在有效应力法中通常是仅考虑振动孔隙水压力对土体动模量的影响,一般地只能在时域求解。Clough 和 Chopra (1966)^[9]最早将有限元法用于土坝的二维地震反应分析;Seed 和 Lee 等 (1973)^[10]、Seed 和 Idriss 等 (1975)^[11]对 Sheffield 土坝和 San Fernando 土坝进行了地震稳定性二维有限元分析;在国内,中国地震局工程力学研究所张克绪课题组于 20 世纪 70 年代中期最早开发出土地震反应二维有限元分析程序,先后用于工垵塔砂坝、密云水库白河土坝和黄河小浪底土坝的地震反应分析^[12],在随后的近 20 多年里进行了大量的土坝和尾矿坝抗震分析;Mejia 和 Seed 等 (1982, 1983)^[13,14]利用二维频域程序 LUSH、FLUSH 和三维频域程序 TLUSH 对美国 Oroville 土坝进行了地震反应分析,并进行了二维和三维分析的比较;Finn (1998)^[15]曾对土坝的地震反应分析方法做过比较全面的综述。

当坝体或坝基中含有松散至中密的饱和砂土、粉土和软黏土时,必须采用动力法进行土坝的地震稳定性分析。在这种情况下,土坝失稳主要表现为坝坡滑落和坝基失效,此时,仍采用拟静力法或 Newmark 刚塑性滑块法评估土坝的动力稳定性是不适宜的。我国《水工建筑物抗震设计规范》(SL203—97)规定坝高超过 150 m 的土坝,除用拟静力法进行坝坡动力稳定性分析外,还需采用动力法进行补充分析。现在广泛采用的土坝动力稳定性分析的基本框架是在 Seed 和 Lee 等 (1973)^[10]、Seed 和 Idriss 等 (1975)^[11]的工作基础上形成的。他们在 Sheffield 土坝和 San Fernando 土坝的地震稳定性分析中,考虑了土坝某个区域发生地震液化的可能性,假定坝体和坝基土单元的水平面是破坏面,将土单元破坏面的应力与土的动强度进行比较,显示了这种分析方法的适用性;国内许多学者沿用了土单元的水平面是破坏面这一假定;张克绪 (1984)^[16]指出了这一假定的缺陷,并将土单元的最大往返剪切作用面定义为破坏面。

13-1 均质土坝地震反应分析的剪切梁法

13-1-1 均质土坝的动力微分方程及其求解

剪切梁法是把土坝视为底部嵌固在基岩的变截面梁,分析其在地震动作用下的剪切变形。该法能够计算土坝任一水平截面上的各种反应量的平均值,但不能给出各水平截面上不同点的反应量^[4,6]。

将土坝断面简化为图 13-1 所示的三角形,坝高为 H ,坝底宽为 B ,坝体材料为均质弹性体。剪切梁法的基本假定如下:

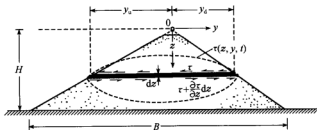


图 13-1 土坝地震反应分析的剪切梁模型

- (1) 土坝为无限长的三角形断面,坝体嵌固在刚性地基上。
- (2) 土体为黏弹性体。
- (3) 土坝的宽高比很大,只考虑由水平向地震动所引起的剪切变形。
- (4) 土坝任一水平截面上的变形或剪应变是均匀分布的。

基于上述假设,土坝可视为一个由一系列无限薄层组成,并由线性弹簧和黏滞阻尼器并联成的振动体系。作用在厚度为 dz 的微元条上的惯性力为

$$dF = \rho \frac{\partial^2 (u + u_g)}{\partial t^2} \frac{B}{H} dz$$

作用在该微元条上表面的剪力为

$$S = G \frac{\partial u}{\partial z} \frac{B}{H} z$$

因此,作用在该微单元条上、下表面的剪力差为

$$dS = \frac{\partial}{\partial z} \left(G \frac{\partial u}{\partial z} \frac{B}{H} z \right) dz$$

作用在该微单元条上的黏滞阻尼力为

$$dD = C \frac{\partial u}{\partial t} \frac{B}{H} z dz$$

因此,由该微单元条的动力平衡可得

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - \frac{G}{\rho} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{1}{z} \frac{\partial u}{\partial z} \right) + \frac{C}{\rho} \frac{\partial u}{\partial t} = -\ddot{u}_g \quad (13-1)$$

式中: G ——坝料的动剪切模量;

ρ ——坝料的质量密度;

C ——坝料的阻尼系数;

u ——水平方向土坝的相对位移;

\ddot{u}_g ——基岩地震动加速度。

式(13-1)是剪切梁法求解均质土坝地震反应的基本方程,其定解条件为

$$z = 0, \quad \frac{\partial u}{\partial z} = 0 \quad (13-2a)$$

$$z = H, \quad u = 0 \quad (13-2b)$$

$$t = 0, \quad u = \frac{\partial u}{\partial t} = 0 \quad (13-2c)$$

采用变量分离法求解式(13-1),可得土坝相对位移反应为

$$u(z, t) = - \sum_{i=1}^{\infty} \frac{2J_0\left(\beta_i \frac{z}{H}\right)}{\omega_i \beta_i J_1(\beta_i)} \int_0^t \ddot{u}_g e^{-\lambda_i \omega_i (t-\tau)} \sin[\omega_{di}(t-\tau)] d\tau \quad (13-3)$$

式中: $J_0(*)$ ——零阶第一类 Bessel 函数;

$J_1(*)$ ——一阶第一类 Bessel 函数;

β_i ——频率方程 $J_0(\omega_i H \sqrt{\frac{\rho}{G}}) = 0$ 的根,前 5 个根为: $\beta_1 = 2.4048$, $\beta_2 = 5.5201$,

$\beta_3 = 8.6537$, $\beta_4 = 11.7915$, $\beta_5 = 14.9309$;

ω_i ——第 i 振型的自振圆频率,按式(13-4)计算:

$$\omega_i = \frac{\beta_i}{H} \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \beta_i \frac{v_s}{H} \quad (13-4)$$

其中: v_s ——坝体的剪切波速。

ω_{di} ——第 i 振型有阻尼的自振圆频率。

$$\omega_{di} = \omega_i \sqrt{1 - \lambda_i^2}$$

其中: λ_i ——第 i 振型的阻尼比。

对于小阻尼情况, $\omega_{di} \approx \omega_i$, 式 (13-3) 可改写为

$$u(z, t) = \sum_{i=1}^{\infty} u_i(z, t) = \sum_{i=1}^{\infty} R_i \Phi_i(z) V_i(t) \quad (13-5)$$

式中:

$$\Phi_i(z) = J_0\left(\beta_i \frac{z}{H}\right) \quad (13-6)$$

$$R_i = \frac{2}{\beta_i J_1(\beta_i)} \quad (13-7)$$

$$V_i(t) = -\frac{1}{\omega_i} \int_0^t \ddot{u}_g e^{-\lambda_i \omega_i (t-\tau)} \sin[\omega_i (t-\tau)] d\tau \quad (13-8)$$

式中: $\Phi_i(z)$ ——振型位移函数;

R_i ——振型参与系数;

$V_i(t)$ ——无阻尼单质点振子的相对位移反应。

土坝绝对加速度反应为

$$\ddot{u}_s(z, t) = \ddot{u}(z, t) + \ddot{u}_g(t) \quad (13-9)$$

对于小阻尼情况, 式 (13-9) 可以表示为

$$\ddot{u}_s(z, t) = \sum_{i=1}^{\infty} 2\omega_i \frac{J_0\left(\beta_i \frac{z}{H}\right)}{\beta_i J_1(\beta_i)} \int_0^t \ddot{u}_g e^{-\lambda_i \omega_i (t-\tau)} \sin[\omega_i (t-\tau)] d\tau \quad (13-10)$$

为了应用方便, 式 (13-10) 可改写为

$$\ddot{u}_s(z, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \ddot{u}_{si}(z, t) = -\sum_{i=1}^{\infty} \omega_i^2 R_i \Phi_i(z) V_i(t) \quad (13-11)$$

坝体的剪应变反应为

$$\gamma(z, t) = \frac{du}{dz} = \sum_{i=1}^{\infty} R_i \frac{d\Phi_i(z)}{dz} V_i(t) = \sum_{i=1}^{\infty} R_i \Gamma_i(z) V_i(t) \quad (13-12)$$

式中:

$$\Gamma_i(z) = -\frac{\beta_i}{H} J_1\left(\beta_i \frac{z}{H}\right) \quad (13-13)$$

则坝体的剪应力反应为

$$\tau(z, t) = G\gamma(z, t) = G \sum_{i=1}^{\infty} R_i \Gamma_i(z) V_i(t) \quad (13-14)$$

13-1-2 土坝地震反应最大值的简化计算

由于坝体中各部位的坝料及平均静正应力不同, 坝体中各部位的最大剪切模量 G_{\max} 值实际上是不同的; 另外, 地震时在坝顶之下不同深度处的等效剪应变幅值也不同。因此, 严格意义上的均质坝是不存在的。如果等效剪应变幅值 γ_{eq} 已知, 就可根据坝料动力特性试验给出的动剪切模量比 $G/G_{\max} \sim \gamma_{eq}$ 曲线和阻尼比 $\lambda \sim \gamma_{eq}$ 曲线, 确定出坝顶之下不同深度处的平均等效剪切模量 $G_{i,av}$ 和阻尼比 $\lambda_{i,av}$, 从而进一步确定出整个坝体的平均等效剪切模量 G_{av} 和阻尼比 λ_{av} , 据此, 可将非均质土坝近似简化为均质土坝, 利用均质土

坝地震反应分析剪切梁法求得的解进行近似计算。

Makdisi 和 Seed (1979)^[17]提出一种估算坝顶最大加速度反应 $u_{s,\max}(0)$ 的简化方法。对于给定的坝体剪切模量 G , 均质土坝的自振频率可由式 (13-4) 求得; 对于给定的土坝振型, 土坝绝对加速度反应的最大值为

$$[u_{si}(z, t)]_{\max} = \omega_i^2 \eta_i(z) S_{di}(\omega_i, \lambda_i) \quad (13-15a)$$

或

$$[u_{si}(z, t)]_{\max} = \eta_i(z) S_{si}(\omega_i, \lambda_i) = \eta_i(z) \beta_{si}(\omega_i, \lambda_i) u_{g,\max} \quad (13-15b)$$

式中: $S_{di}(\omega_i, \lambda_i)$ 、 $S_{si}(\omega_i, \lambda_i)$ ——第 i 振型的相对位移反应谱和绝对加速度反应谱谱值;

$$\beta_{si}(\omega_i, \lambda_i) \text{——第 } i \text{ 振型的绝对加速度反应动力系数, } \beta_{si}(\omega_i, \lambda_i) = \frac{S_{si}(\omega_i, \lambda_i)}{u_{g,\max}};$$

$u_{g,\max}$ ——基岩地震动的峰值加速度;

$$\eta_i(z) = R_i \Phi_i(z) \quad (13-15c)$$

因此, 坝顶绝对加速度反应的最大值 $u_{s,\max}(0)$ 可以根据前五个振型按式 (13-16) 计算:

$$u_{s,\max}(0) = \sqrt{\sum_{i=1}^5 [u_{si,\max}(0)]^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^5 [\eta_i(0) \beta_{si}(\omega_i, \lambda_i)]^2} u_{g,\max} \quad (13-16)$$

式中: $\eta_1(0)=1.60$, $\eta_2(0)=1.06$, $\eta_3(0)=0.86$, $\eta_4(0)=0.73$, $\eta_5(0)=0.61$ 。

由式 (13-12) 可得坝体第 i 振型的剪应变反应为

$$\gamma_i(z, t) = R_i \Gamma_i(z) V_i(t) = \frac{\beta_i^2}{H \omega_i^2} \frac{2J_1\left(\beta_i \frac{z}{H}\right)}{\beta_i^2 J_1(\beta_i)} \omega_i^2 V_i(t) \quad (13-17)$$

令

$$\Psi_i\left(\frac{z}{H}\right) = \frac{2J_1\left(\beta_i \frac{z}{H}\right)}{\beta_i^2 J_1(\beta_i)}$$

则坝体不同深度处的第 i 振型剪应变最大值为

$$\gamma_{i,\max}(z) = \frac{\beta_i^2}{H \omega_i^2} \Psi_i\left(\frac{z}{H}\right) S_{si}(\omega_i, \lambda_i) \quad (13-18)$$

因此, 坝体不同深度处的剪应变最大值可以根据前五个振型按式 (13-19) 计算:

$$\gamma_{\max}(z) = \sqrt{\sum_{i=1}^5 \left[\frac{\beta_i^2}{H \omega_i^2} \Psi_i\left(\frac{z}{H}\right) S_{si}(\omega_i, \lambda_i) \right]^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^5 \left[\Psi_i\left(\frac{z}{H}\right) \beta_{si}(\omega_i, \lambda_i) \right]^2} \frac{H}{v_s^2} u_{g,\max} \quad (13-19)$$

相应于土坝前 5 阶振型的函数 $\Psi_i\left(\frac{z}{H}\right)$ 值如表 13-1 所示。

表 13-1 函数 $\Psi\left(\frac{z}{H}\right)$ 的值

$\frac{z}{H}$	0.0	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
$\Psi_1\left(\frac{z}{H}\right)$	0.0	0.0793	0.1557	0.2249	0.2847	0.3320	0.3661	0.3842	0.3867	0.3778	0.3458
$\Psi_2\left(\frac{z}{H}\right)$	0.0	-0.0512	-0.0910	-0.1111	-0.1070	-0.0816	-0.0416	0.0034	0.0406	0.0625	0.0656
$\Psi_3\left(\frac{z}{H}\right)$	0.0	0.0387	0.0570	0.0464	0.0151	-0.0178	-0.0327	-0.0261	-0.0027	0.0194	0.0267
$\Psi_4\left(\frac{z}{H}\right)$	0.0	-0.0305	-0.0328	-0.0077	0.0175	0.0183	-0.0011	-0.0162	-0.0109	0.0064	0.0144
$\Psi_5\left(\frac{z}{H}\right)$	0.0	0.0242	0.0150	-0.0098	-0.0012	0.0055	0.0109	-0.0294	-0.0099	0.0108	0.0090

根据 9-1 节等价地震系数的概念, 土坝坝体不同深度 z 处的等价地震系数 $k_{av}(z, t)$ 可表示为

$$k_{av}(z, t) = \frac{2\tau(z, t)}{\rho g z} = \frac{2G\gamma(z, t)}{\rho g z} \quad (13-20)$$

因此, 坝体不同深度 z 处的等价地震系数最大值 $k_{av, \max}(z)$ 为

$$\begin{aligned} k_{av, \max}(z) &= \frac{2G\gamma_{\max}(z)}{\rho g z} = \frac{2G}{\rho g z} \sqrt{\sum_{i=1}^5 \left[\Psi_i\left(\frac{z}{H}\right) \beta_{ni}(\omega_i, \lambda_i) \right]^2} \frac{H}{u_s} u_{g, \max} \\ &= 2\left(\frac{z}{H}\right)^{-1} \sqrt{\sum_{i=1}^5 \left[\Psi_i\left(\frac{z}{H}\right) \beta_{ni}(\omega_i, \lambda_i) \right]^2} \frac{u_{g, \max}}{g} \end{aligned} \quad (13-21)$$

由此可见, 坝顶的等价地震系数最大值 $k_{av, \max}(0)$ 成为 0/0 型不定式, 因此, 不能直接采用式 (13-21); 应用罗毕塔法则求 $\frac{z}{H} \rightarrow 0$ 的极限可得

$$k_{av, \max}(0) = \frac{u_{g, \max}}{g} = k_{\max}(0) \quad (13-22)$$

即坝顶的等价地震系数最大值与地震动峰值加速度系数相同。

为了考虑土坝坝体的动力非线性特性和剪切模量沿坝深的变化, 需估计坝体不同深度处的等效剪应变幅值。对于预先给定的等效剪应变幅值 γ_{eq} 和平均等效剪切模量 G_{av} , 按上述均质坝理论, 可以求得取土柱在不同深度处的最大剪应变 $\gamma_{\max}(z)$, 取等效剪应变幅值 $\gamma_{eq, \max}(z) = 0.65\gamma_{\max}(z)$, 这一等效剪应变幅值 $\gamma_{eq, \max}(z)$ 与预先给定的等效剪应变幅值 γ_{eq} 一般不会相同, 因此, 需要进行迭代计算, 使前、后两次的计算差异控制在允许的误差范围内。为此, 将坝体沿深度分成若干段, 取每一段中点的 $\gamma_{eq, \max}(z)$ 值作为该段土坝的等效剪应变幅值 γ_{eq} , 结合坝体动力特性试验给出的动剪切模量比 $G/G_{\max} - \gamma_s$ 曲线和阻尼比 $\lambda - \gamma_s$ 曲线, 可确定出每一段土坝的平均等效剪切模量 $G_{i, av}$ 和阻尼比 $\lambda_{i, av}$, 并以每一段土坝的长度为权系数取加权平均, 确定整个坝体的平均等效剪切模量 G_{av} 和阻尼比 λ_{av} , 即

$$G_{av} = \sum_{i=1}^n \frac{G_{i, av} \Delta h_i}{H} \quad (13-23a)$$

$$\lambda_{av} = \sum_{i=1}^n \frac{\lambda_{i, av} \Delta h_i}{H} \quad (13-23b)$$

式中: $G_{i,av}$ 、 $\lambda_{i,av}$ ——坝体第 i 段的平均等效剪切模量和阻尼比;

Δh_i ——坝体第 i 段的计算长度。

通常,前、后两次计算的坝体地震反应最大值的差值小于 5% 时,即可终止迭代计算。

在均质土地震反应分析的剪切梁法中,上、下游坝坡坡度可以不相等;坝体水平截面上变形或剪应变的均匀性假设是实际工程的真实近似。3 个三角形断面的理想化均质土坝,坝高分别为 40 m、80 m 和 120 m,上、下游坝坡坡度为 1:2.5 和 1:2.0;4 个输入地震动加速度时程为 Eureka 记录 (1954) NE 分量、El-Centre 记录 (1940) SE 分量、Subbasement 1901 Ave. of Stars 记录 (1971) NW 分量和 Taft 记录 (1952) NE 分量,4 条地震波的频谱特性存在明显的差异,峰值加速度均调整为 $0.20g$ 。采用二维平面应变有限元分析得到的二分之一坝高水平截面上的峰值剪应变分布如图 13-2 (a) 所示,可以看出,水平截面上峰值剪应变的大小几乎是相等的;另外,分析还表明,整个水平截面上各点的剪应变时程几乎是同相位的,峰值剪应变几乎同时达到。因此,坝体水平截面上变形或剪应变的均匀性假设在整个地震动过程中都成立。图 13-2 (b) 给出了上述三个土坝相应水平截面上的峰值剪应力分布,可以看出,水平截面上峰值剪应力的大小是不相等的,从坝中心处的最大值到坝坡表面逐步趋向为零^[4]。理论上,水平截面上各点的剪切模量 G 不是常数 (由于围压大小不同),从坝中心处的最大值到坝坡表面处的为零。因此,均质土地震反应分析的剪切梁模型不违背坝坡的自由边界条件。

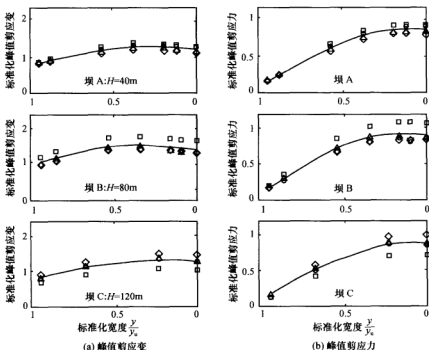


图 13-2 有限元法计算的均质土坝某水平截面上峰值剪应变和峰值剪应力的分布 (实线代表平均值)

13-2 非均质土坝地震反应分析的剪切梁法

对图 13-1 所示的土坝, 由于坝体中有效正应力随坝深增加, 因此, 土坝不同深度处的平均动剪切模量 G 随坝深 z 的变化, 一般可合理地表示为 $G(z) = G_0 \left(\frac{z}{H} \right)^b$, G_0 为坝底的平均动剪切模量。与 G 取常数 (均质坝) 相比, 假定 G 随坝深增大 (非均质坝) 是更真实、合理的。在研究非均质坝的地震反应时, 大多数学者取 $b = \frac{1}{2}$ 、 $\frac{1}{3}$ 或 $1^{[4,5,18]}$; 对于实际的土坝, 由于筑坝方法和填筑密度不同, G 随坝深 z 增加的幂次 b 的变化范围很大, 难以用几种简单情况真实地反映。根据文献 [4], 不同坝料 b 值的范围通常为 0.30~0.80。另外, 由于地震动的随机性和土坝地震性能对输入地震动特性的依赖性, 使得土坝地震随机反应分析成为替代多次确定性分析的一个既经济又方便的途径, 且土坝地震随机反应分析可直接得到坝体各反应量的统计值及其概率分布。因此, 研究幂次 b 为任意值 ($0 \leq b \leq 1$) 的土坝地震反应分析的简化方法是十分有用的^[19]。

13-2-1 非均质土坝的动力微分方程及其求解

对图 13-1 所示的土坝, 根据剪切梁法的基本概念, 在坝体内任取一薄层 dx , 则在水平地震动作用下其动力微分方程为

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \frac{C}{\rho} \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{1}{z} \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{G(z)}{\rho} z \frac{\partial u}{\partial z} \right] = -\ddot{u}_g \quad (13-24a)$$

其中

$$G(z) = G_0 \left(\frac{z}{H} \right)^b \quad (13-24b)$$

式中各符号的含义同式 (13-1)。

将式 (13-24b) 代入式 (13-24a), 得

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \frac{C}{\rho} \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{G_0}{\rho H^b} \left[z^b \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + (1+b) z^{b-1} \frac{\partial u}{\partial z} \right] = -\ddot{u}_g \quad (13-25)$$

式 (13-25) 的定解条件同式 (13-1), 即式 (13-2)。采用变量分离法求解式 (13-25), 令

$$u(z, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \Phi_i(z) Y_i(t) \quad (13-26a)$$

$$1 = \sum_{i=1}^{\infty} \eta_i \Phi_i(z) \quad (13-26b)$$

将式 (13-26) 代入式 (13-25), 可得

$$\frac{d^2 \Phi_i(z)}{dz^2} + (1+b) z^{-1} \frac{d \Phi_i(z)}{dz} + R_i z^{-b} \Phi_i(z) = 0 \quad (13-27a)$$

$$\frac{d^2 Y_i(t)}{dt^2} + 2\lambda_i \omega_i \frac{d Y_i(t)}{dt} + \omega_i^2 Y_i(t) = -\eta_i \ddot{u}_g \quad (13-27b)$$

$$2\lambda_i \omega_i = \frac{C}{\rho} \quad (13-28a)$$

$$\omega_i^2 = \frac{G_0 R_i}{\rho H^b} \quad (13-28b)$$

式中: λ_i ——第 i 振型的阻尼比;

ω_i ——第 i 振型的自振圆频率;

$\Phi_i(z)$ ——第 i 振型的振型位移函数;

$Y_i(t)$ ——第 i 振型的正则坐标, 即振型反应的时间函数;

η_i ——第 i 振型的振型参与系数;

R_i ——待定系数。

在下文中不至于混淆时略去函数 $\Phi(z)$ 和 $Y(t)$ 中的自变量标记 (z) 和 (t) , 简记为 Φ 和 Y 。

引入变量 ξ 和 Ψ , 令

$$z = c\xi^\theta \quad (13-29a)$$

$$\Phi = \xi^p \Psi \quad (13-29b)$$

则有

$$\frac{d\Phi}{dz} = \frac{d\Phi}{d\xi} \frac{d\xi}{dz} = \frac{1}{c\theta} \left(p\xi^{p-\theta}\Psi + \xi^{p-\theta+1} \frac{d\Psi}{d\xi} \right)$$

$$\frac{d^2\Phi}{dz^2} = \frac{d}{d\xi} \left(\frac{d\Phi}{dz} \right) \frac{d\xi}{dz} = \frac{1}{c^2\theta^2} \left[p(p-\theta)\xi^{p-2\theta}\Psi + (2p-\theta+1)\xi^{p-2\theta+1} \frac{d\Psi}{d\xi} + \xi^{p-2\theta+2} \frac{d^2\Psi}{d\xi^2} \right]$$

将上述两式代入式 (13-27a), 并略去振型序号的下标 i , 可得

$$\frac{d^2\Psi}{d\xi^2} + (2p+b\theta+1) \frac{1}{\xi} \frac{d\Psi}{d\xi} + \left[Rc^{-b+2}\theta^2\xi^{(2-b)\theta-2} + \frac{p^2+b p\theta}{\xi^2} \right] \Psi = 0 \quad (13-30)$$

为把式 (13-30) 配成标准 Bessel 函数, 可令

$$2p+b\theta = 0 \quad (13-31a)$$

$$(2-b)\theta - 2 = 0 \quad (13-31b)$$

$$Rc^{-b+2}\theta^2 = 1 \quad (13-31c)$$

解上述联立方程, 可得

$$\theta = \frac{2}{2-b} \quad (13-32a)$$

$$p = -\frac{b}{2-b} \quad (13-32b)$$

$$Rc^{-b+2} = \left(1 - \frac{b}{2}\right)^2 \quad (13-32c)$$

另记 $\nu = -p$, 则有 $\nu+1=\theta$, 此时式 (13-30) 可化为标准 Bessel 函数:

$$\frac{d^2\Psi}{d\xi^2} + \frac{1}{\xi} \frac{d\Psi}{d\xi} + \left(1 - \frac{\nu^2}{\xi^2}\right) \Psi = 0 \quad (13-33)$$

式 (13-33) 的通解可表示为

$$\Psi = A_1 J_\nu(\xi) + A_2 N_\nu(\xi) \quad (13-34)$$

式中: $J_\nu(\xi)$ 、 $N_\nu(\xi)$ ——分别为 ν 阶第一类 Bessel 函数和 Nuemann 函数。

结合式 (13-29) 和式 (13-34) 可得振型函数:

$$\Phi(z) = \left(\frac{z}{c}\right)^{\frac{2}{3}} \left\{ A_1 J_\nu \left[\left(\frac{z}{c}\right)^{\frac{1}{3}} \right] + A_2 N_\nu \left[\left(\frac{z}{c}\right)^{\frac{1}{3}} \right] \right\} \quad (13-35)$$

由定解条件式 (13-2a) 可知, 当 $z=0$ 时, $\frac{d\Phi}{dz}=0$, 则有 $A_2=0$; 另外, 由于振型是无量纲相对值, 可取 $A_1=1$ 。因此, 结合式 (13-32), 式 (13-35) 可化为

$$\Phi(z) = \left(\frac{z}{c}\right)^{-\frac{1}{3}} J_\nu \left[\left(\frac{z}{c}\right)^{1-\frac{1}{3}} \right] \quad (13-36)$$

由定解条件式 (13-2b) 可知, 当 $z=H$ 时, $\Phi(H)=0$, 故 $J_\nu \left[\left(\frac{H}{c}\right)^{1-\frac{1}{3}} \right] = 0$, 记 $\beta_{\nu,i}$ 是 $J_\nu(\cdot)$ 的无数个零点中的第 i 个零点, 则由 $\left(\frac{H}{c}\right)^{1-\frac{1}{3}} = \beta_{\nu,i}$ 可得, $c_i = \frac{H}{\beta_{\nu,i}^{\frac{3}{1-\frac{1}{3}}}}$, 代入 (13-32c) 可知, $R_i = \left(1 - \frac{b}{2}\right)^2 H^{b-2} \beta_{\nu,i}^2$ 。将 c_i 和 R_i 分别代入式 (13-36) 和式 (13-28b), 并考虑到振型函数为无量纲相对值, 由此可得

$$\Phi_i(z) = \left(\frac{z}{H}\right)^{-\frac{1}{3}} J_\nu \left[\beta_{\nu,i} \left(\frac{z}{H}\right)^{1-\frac{1}{3}} \right] \quad (0 \leq b \leq 1) \quad (13-37)$$

$$\omega_i = \frac{1 - \frac{b}{2}}{H} \beta_{\nu,i} \sqrt{\frac{G_0}{\rho}} \quad (13-38)$$

称 $\frac{\omega_i H}{v_s}$ 为无量纲自振圆频率, 则

$$\frac{\omega_i H}{v_s} = \frac{\beta_{\nu,i}}{8} (4+b)(2-b) \quad (13-39)$$

式中: v_s ——坝体平均剪切波速。

$$v_s = \frac{\int_0^H \sqrt{\frac{G(z)}{\rho}} z dz}{\int_0^H z dz} = \frac{4}{4+b} \sqrt{\frac{G_0}{\rho}} \quad (13-40)$$

特别地, 当 $b=\frac{2}{3}$ 时, $\nu=\frac{1}{2}$, 此时式 (13-37) 退化为

$$\Phi_i(z) = \left(\frac{z}{H}\right)^{-\frac{2}{3}} \sin \left[i\pi \left(\frac{z}{H}\right)^{\frac{1}{3}} \right] \quad (13-41)$$

为了比较和应用方便, 给出 $b=0$ 、 $\frac{1}{2}$ 、 $\frac{4}{7}$ 、 $\frac{2}{3}$ 、1 时的 $\beta_{\nu,i}$ 值, 如表 13-2 所; 对于更一般的情况, 可由式 (13-42) 计算确定。

$$\beta_{\nu,i} = A - \frac{B-1}{8A} \left[1 + \frac{C}{3(4A)^2} + \frac{D}{5(4A)^4} + \frac{E}{105(4A)^6} + \dots \right] \quad (13-42)$$

其中

$$A = \left(\nu - \frac{1}{2} + 2n \right) \frac{\pi}{2}, \quad B = 4\nu^2, \quad C = 7B - 31, \quad D = 83B^2 - 982B + 3779,$$

$$E = 6949B^3 - 153855B^2 + 1585743B - 6277237$$

表 13-2 一些非均质土坝的第一类 Bessel 函数零点 $\beta_{v,i}$

b	振型序号 i				
	1	2	3	4	5
0	2.405	5.520	8.654	11.792	14.931
$\frac{1}{2}$	2.903	6.033	9.171	12.310	15.451
$\frac{4}{7}$	2.999	6.133	9.273	12.413	15.554
$\frac{2}{3}$	3.142	6.283	9.525	12.566	15.708
1	3.832	7.106	10.174	13.324	16.471

13-2-2 非均质土坝的地震反应分析

将式 (13-37) 代入式 (13-26b), 根据 Bessel 函数的正交性, 可得振型参与系数 η_i 的表达式如下:

$$\eta_i = \frac{\int_0^H z \Phi_i(z) dz}{\int_0^H z \Phi_i^2(z) dz} = \frac{\int_0^1 y \Phi_i(y) dy}{\int_0^1 y \Phi_i^2(y) dy} \quad (13-43)$$

这里, $y = \frac{z}{H}$ 。根据 Bessel 函数的递推关系:

$$\frac{d}{dy}(y^\nu J_\nu(y)) = y^\nu J_{\nu-1}(y)$$

则有

$$\int_0^1 y \Phi_i(y) dy = \int_0^1 y^{1-\frac{b}{2}} J_\nu(\beta_{v,i} y^{1-\frac{b}{2}}) dy = \frac{2}{2-b} \int_0^1 x^{\nu+1} J_\nu(\beta_{v,i} x) dx = \frac{2}{(2-b)\beta_{v,i}} J_{\nu+1}(\beta_{v,i})$$

$$\int_0^1 y \Phi_i^2(y) dy = \int_0^1 y^{1-\frac{b}{2}} J_\nu^2(\beta_{v,i} y^{1-\frac{b}{2}}) dy = \frac{2}{2-b} \int_0^1 x J_\nu^2(\beta_{v,i} x) dx = \frac{2}{2-b} \frac{1}{2} J_{\nu+1}^2(\beta_{v,i})$$

因此, 有

$$\eta_i = \frac{2}{\beta_{v,i} J_{\nu+1}(\beta_{v,i})} \quad (13-44a)$$

特别地, 当 $b = \frac{2}{3}$ 时,

$$\eta_i = \frac{2}{n\pi} \quad (13-44b)$$

设 $h(t)$ 为单位脉冲反应函数, 即

$$h(t) = -\frac{1}{\omega_d} e^{-\lambda \omega_d t} \sin \omega_d t \quad (13-45)$$

式中: $\omega_d = \omega \sqrt{1-\lambda^2}$, 则式 (13-27b) 的稳态解可用积分表示为

$$Y_i(t) = \eta_i \int_0^t u_g(\tau) h_i(t-\tau) d\tau = \eta_i V_i(t) \quad (13-46)$$

式中:

$$V_i(t) = \int_0^t u_g(\tau) h_i(t-\tau) d\tau = -\frac{1}{\omega_d} \int_0^t u_g(\tau) e^{-\lambda \omega_d (t-\tau)} \sin[\omega_d (t-\tau)] d\tau \quad (13-47)$$

因此, 坝体的相对位移反应为

$$u(z, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \Phi_i(z) Y_i(t) = \sum_{i=1}^{\infty} \eta_i \Phi_i(z) V_i(t) \quad (13-48)$$

坝体的绝对加速度反应为

$$\begin{aligned} u_a(z, t) &= u_g(t) + \sum_{i=1}^{\infty} \Phi_i(x) \frac{d^2 Y_i(t)}{dt^2} \\ &= u_g(t) + \sum_{i=1}^{\infty} \Phi_i(x) \left[-\eta_i u_g(t) - 2\lambda_i \omega_i \frac{dY_i(t)}{dt} - \omega_i^2 Y_i(t) \right] \\ &= \sum_{i=1}^{\infty} \eta_i \Phi_i(x) \frac{\omega_i^2}{\omega_{id}^2} \int_0^t u_g(\tau) e^{-\lambda_i \omega_i (t-\tau)} \sin[\omega_{id}(t-\tau) + 2\alpha_i] d\tau \end{aligned} \quad (13-49)$$

式中:

$$\alpha_i = \arctan\left(\frac{\lambda_i}{\sqrt{1-\lambda_i^2}}\right) \quad (13-50)$$

对于小阻尼情况, 即 $\lambda \ll 1$, 则 $\tan \alpha_i \approx 0$, $\alpha_i \approx 0$, 因此, 坝体的绝对加速度反应可表示为

$$u_a(z, t) = - \sum_{i=1}^{\infty} \eta_i \omega_i^2 \Phi_i(z) V_i(t) \quad (13-51)$$

坝体的剪应变反应为

$$\begin{aligned} \gamma(z, t) &= \frac{\partial u(z, t)}{\partial z} = \sum_{i=1}^{\infty} \eta_i \frac{d\Phi_i(z)}{dz} V_i(t) \\ &= \sum_{i=1}^{\infty} \eta_i \left(-\frac{2-b}{2H} \right) \beta_{n,i} \left(\frac{z}{H} \right)^{-b} J_{v+1} \left[\beta_{n,i} \left(\frac{z}{H} \right)^{1-\frac{b}{2}} \right] V_i(t) \\ &= \sum_{i=1}^{\infty} \eta_i \Gamma_i(z) V_i(t) \end{aligned} \quad (13-52)$$

式中:

$$\Gamma_i(z) = -\frac{1-\frac{b}{2}}{H} \beta_{n,i} \left(\frac{z}{H} \right)^{-b} J_{v+1} \left[\beta_{n,i} \left(\frac{z}{H} \right)^{1-\frac{b}{2}} \right] \quad (13-53)$$

坝体的剪应力反应为

$$\begin{aligned} \tau(z, t) &= G(z) \gamma(z, t) \\ &= \sum_{i=1}^{\infty} \eta_i G_0 \left(\frac{z}{H} \right)^b \Gamma_i(z) V_i(t) = \sum_{i=1}^{\infty} \eta_i \Gamma'_i(z) V_i(t) \end{aligned} \quad (13-54)$$

$$\Gamma'_i(z) = G_0 \left(\frac{z}{H} \right)^b \Gamma_i(z) \quad (13-55)$$

采用 9-1 节 Seed 和 Martin (1966)^[20] 定义的等价地震系数概念, 沿坝体某潜在滑动体深度的等价地震系数可表示为

$$k_w(z, t) = \frac{F(z, t)}{W(z)} \quad (13-56)$$

式中: $W(z)$ ——坝体中潜在滑动体的重力;

$F(z, t)$ ——作用于坝体潜在滑动面的剪切力的分量。

可以证明:

$$k_{av}(z, t) = \frac{2r(z, t)}{\rho g z} = \frac{2}{\rho g z} \sum_{i=1}^{\infty} \eta_i \Gamma'_i(z) V_i(t) = \sum_{i=1}^{\infty} \eta_i K_i(z) V_i(t) \quad (13-57)$$

式中:

$$K_i(z) = \frac{2}{\rho g z} \Gamma'_i(z) = -\frac{(2-b)G_0}{\rho g H^2} \beta_{v,i} \left(\frac{z}{H}\right)^{-1} J_{v+1} \left[\beta_{v,i} \left(\frac{z}{H}\right)^{1-\frac{b}{2}} \right] \quad (13-58)$$

假设非均质土坝的平均剪切波速和均质土坝的剪切波速相同, 均为 280 m/s, 坝高 120 m, 土坝断面为三角形, 上、下游坝坡坡度为 1:2.5 和 1:2.0; 输入地震动加速度时程为 Taft 记录 (1952) NE 分量, 峰值加速度均调整为 0.40g; 图 13-3 给出了 $b=0$ (均质坝) 和 $b=\frac{1}{3}$ 、 $\frac{2}{3}$ (非均质坝) 时土坝线弹性地震反应特征的差异^[4], 计算时取 Rayleigh 阻尼比 $\lambda_{1,2}=0.10$ 。可以看出:

(1) 近坝顶四分之一部分的峰值加速度和峰值相对位移对 b 值敏感, 与 $b=0$ 时的土坝地震反应相比, $b=\frac{2}{3}$ 时的坝顶峰值加速度大 60%、峰值相对位移要大 25%; 而 $b=\frac{1}{3}$ 时的坝顶峰值加速度和峰值相对位移仅比 $b=0$ 时的反应稍大一些; 近坝底三分之一部分, 三者的地震反应的差异不明显。

(2) 坝体的峰值剪应力几乎与 b 值无关, 由此导致峰值剪应变与 $G(z)$ 成反比, 对 b 值敏感, 当 $b=\frac{2}{3}$ 时近坝顶部分的峰值剪应变急剧增大。

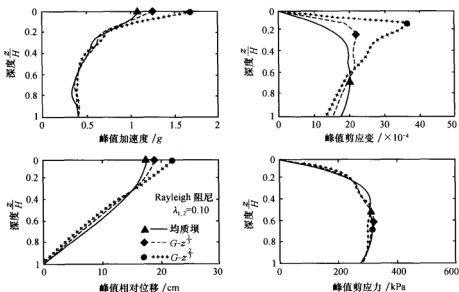


图 13-3 非均质土坝与均质土坝的线弹性地震反应特征比较

为了考察坝料非线性特性对非均质土地震反应的影响,文献[4]采用 4-3-1 节的双曲线模型描述土的动力本构关系,取参考剪应变 $\gamma_r=0.003$ (中等非线性) 和 $\gamma_r=0.0013$ (强非线性),采用分层非弹性剪切梁法对上述坝高 120 m 的土坝进行地震反应分析,假定小应变的平均剪切波速为 360 m/s,输入地震动加速度时程仍为 Taft 记录 (1952) NE 分量,峰值加速度为 0.40g,其结果如图 13-4 所示。可以看出:

(1) 强非线性作用导致坝顶加速度显著地减小,坝顶峰值加速度从线性黏弹性分析的 1.5g 减小到强非线性分析的 0.50g。

(2) $b=\frac{2}{3}$ 时土坝的地震反应似乎对坝料非线性特性特别敏感,对 $\gamma_r=0.0013$ 的情况,其坝顶峰值加速度比 $b=\frac{1}{3}$ 时的还略小一些。

(3) 上述两种情况的非线性反应分析得到的峰值剪应变沿坝深的分布基本上与线性黏弹性分析得到的峰值剪应变分布相同;只是 $b=\frac{2}{3}$ 时近坝顶部分的峰值剪应变进一步增大。

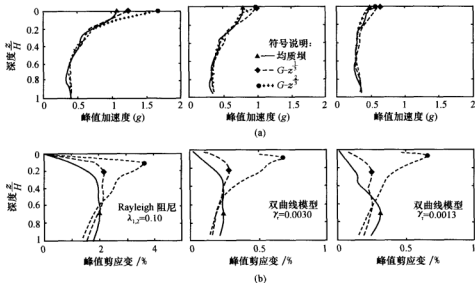


图 13-4 坝料非线性特性对非均质土地震反应特征的影响

13-2-3 非均质土坝随机地震反应分析的确定性方法

由上述可见,在地震动作用下坝体的相对位移、绝对加速度、剪应力、剪应变反应和等价地震系数,形式上可统一表示为

$$w(z, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \eta_i \Omega_i(z) V_i(t) \quad (13-59)$$

式中: $\Omega_i(z)$ ——与坝体地震反应量相对应的第 i 振型函数。

根据单位脉冲函数的定义, 有 $\int_{-\infty}^{\infty} \delta(t) dt = 1$, 由此可知, 单位脉冲反应函数 $h(t)$ 的傅里叶变换为

$$H(i\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} h(t) e^{-i\omega t} dt = \frac{1}{\omega_0^2 - \omega^2 + i2\lambda\omega_0\omega} \quad (13-60)$$

因此, 对式 (13-47) 两边进行傅里叶变换, 可得

$$V(i\omega) = H(i\omega) \dot{U}_g(i\omega) \quad (13-61)$$

式中: $\dot{U}_g(i\omega)$ ——输入地震动 $u_g(t)$ 的傅里叶谱。

对式 (13-59) 两边进行傅里叶变换, 有

$$W(z, i\omega) = \sum_{j=1}^{\infty} \eta_j \Omega_j(z) H_j(i\omega) \dot{U}_g(i\omega) \quad (13-62)$$

式中: $W(z, i\omega)$ —— $w(z, t)$ 的傅里叶谱。

因此, 有

$$E\left[\frac{W(z, i\omega) W^*(z, i\omega)}{T}\right] = \left[\sum_{i=1}^{\infty} \sum_{j=1}^{\infty} \eta_i \eta_j \Omega_i(z) \Omega_j(z) H_i(i\omega) H_j^*(i\omega)\right] E\left[\frac{\dot{U}_g(i\omega) \dot{U}_g^*(i\omega)}{T}\right] \quad (13-63)$$

式中: $E[\cdot]$ ——取数学期望;

T ——地震动持续时间;

上角标 * ——复数共轭。

如果输入地震动 $u_g(t)$ 为平稳随机过程, 坝体的地震反应 $w(z, t)$ 也为平稳随机过程, 则平稳随机地震动 $u_g(t)$ 和平稳随机反应过程 $w(z, t)$ 的功率谱密度函数 $G_{u_g}(\omega)$ 和 $G_w(z, \omega)$ 分别为

$$G_{u_g}(\omega) = E\left[\frac{\dot{U}_g(i\omega) \dot{U}_g^*(i\omega)}{T}\right] \quad (13-64)$$

$$G_w(z, \omega) = E\left[\frac{W(z, i\omega) W^*(z, i\omega)}{T}\right] \quad (13-65)$$

因此,

$$G_w(z, \omega) = \left[\sum_{i=1}^{\infty} \sum_{j=1}^{\infty} \eta_i \eta_j \Omega_i(z) \Omega_j(z) H_i(i\omega) H_j^*(i\omega)\right] G_{u_g}(\omega) \quad (13-66)$$

可以看到, 这里, 对于输入地震动功率谱密度函数 $G_{u_g}(\omega)$ 没有任何限制, 对任意形式的谱, 式 (13-66) 是严格成立的, 含有全部振型的耦合项, 为精确的 CQC 法。一般地, 在实际计算中仅取前 m 阶振型, 式 (13-66) 以进一步简化为

$$G_w(z, \omega) = \left\{ \sum_{j=1}^m \eta_j^2 \Omega_j^2(z) |H_j(i\omega)|^2 + \sum_{j=1}^m \eta_i \eta_j \Omega_i(z) \Omega_j(z) [H_i(i\omega) H_j^*(i\omega) + H_i^*(i\omega) H_j(i\omega)] \right\} G_{u_g}(\omega) \quad (13-67)$$

这样, 利用 7-3 节介绍的平稳随机反应过程最大值的概率分布函数, 即可求得坝体任一随机反应量的期望最大值和标准差, 以及不超过指定反应水平的概率。

13-3 土地地震稳定性评价的简化分析法

13-3-1 土地地震稳定性评价的拟静力法

拟静力法是分析坝坡地震稳定性的常规方法,其基本概念是将静力荷载条件下的边坡稳定分析方法用于地震动作用下的坝坡稳定分析,用作用在可能滑动体上的一个等效水平力代替地震动对边坡的动力作用,代表地震效应的等效水平力的大小等于水平地震系数 k 与可能滑动体的重力之积。通常采用条分法求静力和等效地震水平力共同作用下坝坡的抗滑稳定安全系数 F_s 。

显然,确定水平地震系数 k 和坝坡可能滑动面上土的抗剪强度是拟静力法的关键问题。

1. 水平地震系数 k 的确定方法

一种方法是將土坝视为黏弹性楔体,采用上述黏弹性剪切梁法求解均质坝、非均质坝的地震反应,据此可求得沿坝体任意深度 z 处的等价地震系数最大值 $k_{av,max}(z)$ 。根据等价地震系数的定义,作用于可能滑动体上的等价地震系数随时间而变化。将幅值随时间而变化的等价地震系数转化成等幅变化的地震系数作用于可能滑动体上,根据经验和比较试验,等幅等价地震系数 $k_{av,un}(z)$ 可取为等价地震系数最大值的 0.65 倍,即

$$k_{av,un}(z) = 0.65 k_{av,max}(z) \quad (13-68)$$

应指出,用这种方法确定的等价地震系数最大值 $k_{av,max}(z)$ 使计算的等效水平力偏于保守;但土坝的地震反应分析是在变形体(黏弹性体)的假定下进行的。能够给出与现场测量相当一致的结果;此外,在求解土坝地震反应时土的阻尼比应选用较大的数值,如 $\lambda = 0.10 \sim 0.15$ 。

另一种是经验方法,如我国现行《水工建筑物抗震设计规范》SL203—97 规定坝高小于 150 m 的土坝地震稳定性分析可采用拟静力法。首先,该规范规定作用于坝底的水平地震系数 k_b 按坝址所在地区的设防烈度确定,对烈度 7、8 和 9 度,分别取 0.1、0.2 和 0.4;水平地震系数 k_b 沿坝高的分布特征用动态分布系数 α 表示,如图 13-5 所示,以考虑坝体对坝底输入地震动的放大作用。采用这样的坝底水平地震系数及沿坝体的动态放大系数确定土坝的地震作用效应,是非常保守的,且与土坝的震害经验不符合。因此,又引进一个综合的地震作用效应折减系数 ξ ,将求得的等效水平

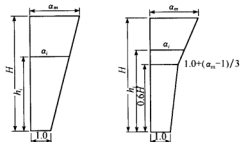


图 13-5 动态分布系数 α

力折减。该折减系数 ξ 取 0.25;这个折减系数 ξ 包括了在确定水平地震系数、以等效水平力代替随时间变化的地震惯性力,以及确定土的强度等方面所应做的修正。此外,该

规范还对如何同时考虑竖向地震动的作用效应、水平向两正交方向地震动的作用效应做出了具体的规定,这里不予详述。

2. 土体抗剪强度的确定方法

一种方法是采用循环荷载条件下的试验结果确定,通常根据动三轴试验结果确定。

土的动强度是与土的液化或破坏标准的选取有关的,如振动孔压比 $\frac{u}{\sigma'_{3c}} = 100\%$, 轴向双幅应变 5%、10%等,同时土的动强度与土的密实度、固结应力、循环应力幅值和次数等有关,因此,土的动强度是相对一定的条件而言的。对于选定的土体液化或破坏标准,选定若干初始有效固结应力 σ'_{3c} 和固结应力比 K_c ,选取不同等级的轴向循环应力幅值 σ_d 进行动三轴试验,可以给出图 13-6 所示的轴向循环应力幅值 σ_d 和液化或破坏循环次数 N_f 之间的关系曲线,以及图 13-7 所示给定液化或破坏循环次数 N_f 下循环应力幅值 σ_d 和初使有效固结应力 σ'_{3c} 、固结应力比 K_c 的关系曲线^[10]。

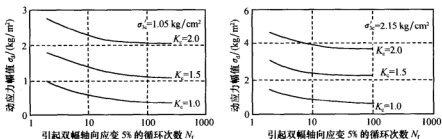


图 13-6 循环应力幅值 σ_d 和液化或破坏循环次数 N_f 之间的关系曲线

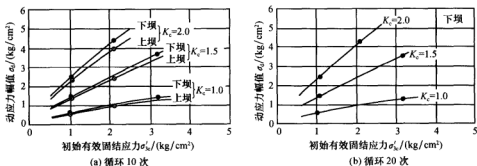


图 13-7 水力冲填砂产生液化和轴向双幅应变 5% 时往返轴向应力 σ_d 、循环次数 N_f 及初始有效固结应力 σ'_{3c} 和固结应力比 K_c 的关系曲线

Seed 和 Lee 等 (1973)^[10]假定土单元的破坏面与大、小主应力的夹角分别为 $45^\circ + \frac{\varphi'}{2}$ 、 $45^\circ - \frac{\varphi'}{2}$, φ' 为土的有效内摩擦角,建议按图 13-8 所示的 Mohr 应力圆确定土的动强度指标。图中的 τ_{ic} 、 σ_{ic} 分别为坝坡可能滑动面上的初始剪应力和初始正应力,由震

前土坝的非线性静力有限元分析确定; τ_d 为坝坡可能滑动面上所发挥的往返剪应力。根据 9-2-1 的定义, 可能滑动面(破坏面)上的静、动剪应力比 α_s 和 α_d 可表示为

$$\alpha_s = \frac{\tau_{lc}}{\sigma_{lc}} \quad (13-69)$$

$$\alpha_d = \frac{\tau_d}{\sigma_{lc}} \quad (13-70)$$

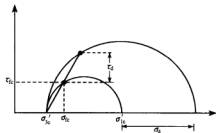
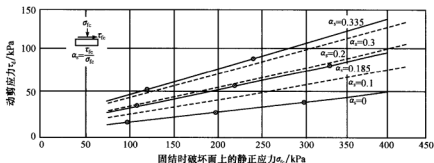
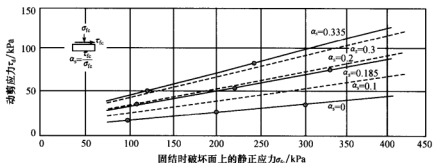


图 13-8 土单元破坏面上应力条件的确定

根据图 13-6 所示的试验结果和图 13-8 所示的土体动强度定义, 可以得到图 13-9 所示的 α_s - τ_{lc} - N_f 关系曲线^[10]。



(a) 循环 10 次时水力冲填砂产生轴向双幅应变 5% 和液化的应力条件



(b) 循环 15 次时水力冲填砂产生轴向双幅应变 5% 和液化的应力条件

图 13-9 土的动强度与静剪应力比 α_s 和液化或破坏振次 N_f 的关系曲线

显然, 这种表示土在循环荷载作用下的动强度方法是总应力方法, 没有考虑由于往返剪切作用引起的振动孔隙水压力升高及其破坏面上的静有效正应力的降低。这样定义的动强度的特点是不仅与往返荷载作用前破坏面上的静有效正应力有关, 还与破坏面上的静剪应力比及其液化或破坏循环次数有关。

可能滑动面上的静剪应力比 α_s 也可采用下述简化方法确定^[21]。采用条分法对震前土坝进行静力稳定性分析, 求出可能滑动面的最小安全系数 $F_{s,\min}$ 及与此相对应的各土

条底面的静剪切力和法向力,并进而求得可能滑动面上各土条底面的静剪应力 τ_{lc} 和静正应力 σ_{lc} ,两者满足下述关系:

$$\tau_{lc} = \frac{c + \sigma_{lc} \tan \varphi}{F_{s, \min}} \quad (13-71)$$

式中: c 、 φ ——地震前土的固结排水剪切静强度指标。

应指出,考虑地震惯性力作用的坝坡可能滑动面一般与静力荷载作用下的可能滑动面不一致,因此,按这种简化方法确定的可能滑动面上的静剪应力比 α_s ,只能认为是一种近似的计算方法。

另一种方法是采用静荷载条件下的试验结果。鉴于地震动持续时间很短,可认为地震时土体处于不排水的荷载条件,土的抗剪强度指标宜采用固结不排水三轴剪切试验的总应力强度指标^[21];我国现行《水工建筑物抗震设计规范》SL203—97 规定,当无动力试验设备时,按如下建议采用静力抗剪强度指标:

(1) 压实黏性土,如用静三轴试验结果时,若固结不排水三轴剪切试验的总应力强度小于有效应力强度,则取两者的平均值;若总应力强度大于有效应力强度,则取有效应力强度;如用直剪试验结果时,应采用固结快剪强度指标。

(2) 紧密的砂、砂砾石,采用直剪固结快剪强度指标乘以 0.70~0.80。

《水工建筑物抗震设计规范》SL203—97 的建议考虑了地震动作用下压实黏性土的正、负孔隙水压力不能像静力固结不排水剪切试验那样充分的发展;考虑了地震动作用下紧密的砂、砂砾石的正孔隙水压力要比静力直剪固结快剪试验发展得快和充分。

13-3-2 土坝地震稳定性评价的 Makdisi-Seed 法

鉴于在坝坡或坝基中存在一定范围的液化区或破坏区不一定会使坝体失稳,但必定会产生一定大小的永久变形,因此,坝坡或坝基的地震永久变形大小是评价其地震稳定性的一个更好的指标。9-1 节介绍的 Newmark 有限滑动变形分析法的基本概念虽然简单,但具体计算并不简便。为简化计算, Makdisi 和 Seed (1978)^[2] 发展了一个限水平滑动变形的简化方法。该方法假定土坝受水平地震作用时沿圆弧滑动面滑动,土在屈服应力水平以下仅发生弹性变形,地震时不会发生永久变形;土所受到的应力水平超过屈服应力水平时将发生塑性变形,成为永久变形。其具体步骤如下:

(1) 确定土坝的高度 H 和土体的抗剪强度指标 (参见 13-3-1 节)。

(2) 确定坝顶的最大加速度反应 $\ddot{u}_{s, \max}(0)$ 和土坝的第一自振周期 $T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1}$ (参见 13-1 节)。

(3) 选择可能滑动体在坝体中的部位 (以可能滑动体滑出点的坝深 z 表示),该位置可由 13-3-1 节的坝坡稳定性拟静力分析法确定;据此 $\frac{z}{H}$ 值,由图 13-10 确定

$\frac{k_{av, \max}(z)g}{\ddot{u}_{s, \max}(0)}$ 值,进而求得等价地震系数最大值 $k_{av, \max}(z)$, 这里 g 为重力加速度。

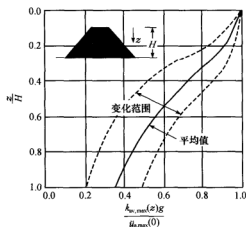


图 13-10 土坝等价地震系数最大值分布

(4) 确定土体的屈服强度和可能滑动体的几何形状, 采用条分法计算坝体沿某一滑动面向下滑动的抗滑安全系数 $F_s=1$ 时的屈服加速度系数 k_y 。

(5) 确定 $\alpha_k \left(\frac{z}{H} \right) = \frac{k_y}{k_{w,\max}(z)}$ 和地震震级 M , 根据图 13-11 确定 $\frac{u}{k_{w,\max}(z)gT_1}$, 据此可求得坝体的水平向永久变形 u 。

Makdisi 和 Seed 的简化方法适用于填筑密实的、由压实的黏性土构筑的土石坝; 该方法是以许多实例的计算结果为基础建立的, 虽然简单方便, 但由于所用的地震动记录、坝体材料动力特性的代表性以及坝高范围、坝坡比等资料十分有限, 因此其应用有一定的局限性。

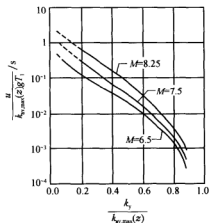


图 13-11 土坝有限水平滑动变形计算曲线

13-4 土坝地震稳定性评价的动力分析法

土坝震害调查表明, 土坝丧失稳定性的形式取决于坝体及坝基的土质条件。对于非黏性填料和坝基土层, 坝的失稳形式主要是坝体滑落和坝基承载力丧失; 对于黏性填料和坝基土层, 坝的失稳形式主要是坝体滑裂。此外, 前者可在低地震烈度下发生, 后者通常在高地震烈度下发生。

土坝失稳形式的不同表明失稳机理不同。在非黏性填料和坝基的土质条件下, 上述失稳形式定性地表明土体发生了地震液化现象。地震动的作用主要表现在使饱和土体中振动孔隙水压力的升高、有效应力降低及相应的土体抗剪强度降低。坝体滑落发生于强

烈地震动之后或地震停息之后,说明地震惯性力引起的附加滑动力作用是次要的,坝体滑落主要是在持续的静剪力作用下发生的,即地震引起的孔隙水压力升高使土的有效应力达到了破坏应力状态。在黏性坝料和坝基的土质条件下,坝的失稳形式主要是由于地震惯性力引起的附加滑动力作用,使一部分坝体相对于另一部分坝体沿某个滑动面滑动。由于地震动是往返作用的,每次往返震动作用的持续时间很短,因而在每次震动期间所产生的滑动位移是有限的。坝体滑裂是这种有限滑动位移的逐次累加的结果。

由于坝体地震稳定性分析的拟静力法假定坝体滑落是由于地震惯性力引起的附加滑动力作用的结果,因此,拟静力法用于分析非黏性土坝坡的地震稳定性时,不能解释一些饱和砂、砂砾石坝坡在地震中的滑落现象,如美国 1971 年 San Fernando 地震时 Lower San Fernando 坝,以及我国 1976 年唐山地震时北京密云水库白河主坝的滑落现象。设计时曾用拟静力法校核过地震烈度 8 度时密云水库白河主坝的斜强保护层的稳定性,然而,唐山地震时密云水库所在地的地震烈度仅 6 度,就发生了白河主坝的滑落现象。此外,拟静力法无法解释为什么有的饱和非黏性土坝坡滑落发生于地震停息之后,如辽宁石门岭水库表层在海城地震主震停息之后发生滑落。这样,拟静力法对地震时孔隙水压力没有明显升高的黏性土、饱和的密砂和砂砾石、干砂坝坡可能给出偏于保守的结果;而对地震时孔隙水压力有明显升高的饱和砂和砂砾石坝会给出偏于危险的结果。就工程设计而言,危险结果是不应采用的。因此,饱和砂和砂砾石坝的地震稳定性分析应采用动力法。

13-4-1 土坝地震稳定性评价的一维简化动力分析法

对于抗震等级较低、坝高不超过 100 m 的土坝,可通过选择合适的土坝断面,将坝基覆盖层和坝体一起简化为土柱,通过土柱的地震反应分析,可确定坝坡和坝基土单元水平面上的等效往返地震剪应力幅值,并结合动三轴液化试验结果,对坝坡和坝基各部位土的液化可能性做出评价,据此对整个坝坡和坝基的地震稳定性做出评价。

由于坝体和坝基中各部位的剪切模量 G 值实际上是不同的,因此,土坝坝体和坝基体系的简化计算断面实际上是非均质水平分层的土柱。但是,经适当简化处理,可以利用均质土柱地震反应分析方法近似计算土坝坝体和坝基地震反应的最大值。

对于给定的剪切模量 G ,由式 (6-14) 可知,均质土柱绝对加速度反应的最大值为

$$\ddot{u}_{si, \max}(z, t) = \zeta_i(z) \beta_{si}(\omega_i, \lambda_i) \ddot{u}_{g, \max} \quad i = 1, 3, 5, \dots \quad (13-72)$$

$$\zeta_i(z) = \frac{4}{i\pi} \sin \frac{i\pi}{2H} z \quad (13-73)$$

式中: $\beta_{si}(\omega_i, \lambda_i)$ ——第 i 振型的绝对加速度反应动力系数。

$$\beta_{si}(\omega_i, \lambda_i) = \frac{S_{si}(\omega_i, \lambda_i)}{\ddot{u}_{g, \max}} \quad (13-74)$$

式中: $S_{si}(\omega_i, \lambda_i)$ ——第 i 振型的绝对加速度反应谱峰值;

λ_i 、 ω_i ——第 i 振型土的阻尼比、自振圆频率;

$\ddot{u}_{g, \max}$ ——基岩地震动峰值加速度。

由式(6-9)可知,均质土柱的自振圆频率 ω_i 可表示为

$$\omega_i = \delta_i \frac{v_s}{H} \quad (13-75)$$

对前5阶振型,其系数 δ_i 依次为1.5708、4.7124、7.8540、10.9956、14.1372。

因此,土柱顶端的峰值加速度 $u_{\max}(H)$ 可以根据前5个振型按式(13-76)计算。

$$u_{\max}(H) = \sqrt{\sum_{i=1}^5 [u_{si, \max}(H)]^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^5 [\zeta_i(H) \beta_{si}(\omega_i, \lambda_i)]^2} u_{g, \max} \quad (13-76)$$

对前5阶振型, $\zeta_i(H)$ 依次为1.2732、-0.4244、0.2546、-0.1819、0.1415。

由式(6-15)可知,土柱第 i 振型的剪应变为

$$\gamma(z, t) = \frac{2}{H\omega_i^2} \cos\left(\delta_i \frac{z}{H}\right) \omega_i^2 V_i(t)$$

则土柱第 i 振型剪应变最大值为

$$\gamma_{i, \max}(z) = \frac{2}{H\omega_i^2} \cos\left(\delta_i \frac{z}{H}\right) \beta_{si}(\omega_i, \lambda_i) u_{g, \max} \quad (13-77)$$

因此,不同高度处土柱的剪应变最大值可以根据前5个振型按式(13-78)计算。

$$\gamma_{\max}(z) = \sqrt{\sum_{i=1}^5 \left[\frac{2}{\delta_i} \cos\left(\delta_i \frac{z}{H}\right) \beta_{si}(\omega_i, \lambda_i) \right]^2} \frac{H}{v_s} u_{g, \max} \quad (13-78)$$

为了考虑坝体和坝基上的动力非线性特性和动剪切模量沿土柱高度的变化,需估计土柱在不同高度处的等效剪应变幅值。对于预先给定的等效剪应变幅值 γ_{eq} 和平均动等效剪切模量 G_{av} ,按均质土柱理论,可以求得取土柱在不同高度处的剪应变幅值 $\gamma_{\max}(z)$,取等效剪应变幅值 $\gamma_{eq, \max}(z) = 0.65\gamma_{\max}(z)$,这一等效剪应变幅值 $\gamma_{eq, \max}(z)$ 与预先给定的等效剪应变幅值 γ_{eq} 一般不同,因此,需要进行迭代计算,使前、后两次的计算差异控制在允许的误差范围内。为此,将土柱分成若干段,取每一段中点的 $\gamma_{eq, \max}(z)$ 值作为该段土柱的等效剪应变幅值 γ_{eq} ,结合坝体和坝基上的动力特性试验给出的动剪切模量比 $G/G_{\max} - \gamma_s$ 曲线和阻尼比 $\lambda - \gamma_s$ 曲线,可确定出每一段土柱的平均等效剪切模量 $G_{i, av}$ 和阻尼比 $\lambda_{i, av}$,并以每一段土柱的长度为权系数取加权平均,确定代表坝体和坝基的整个土柱的平均动等效剪切模量 G_{av} 和阻尼比 λ_{av} ,计算公式同式(13-23)。

通常,前、后两次计算的土坝地震反应最大值的差值小于5%时,即可终止迭代计算。

这样,土柱在不同高度处的水平向等效往返地震剪应力幅值 $\tau_{eq}(z)$,可用式(13-79)确定。

$$\tau_{d, eq}(z) = 0.65 G_{av}(z) \gamma_{\max}(z) = G_{av}(z) \gamma_{eq, \max}(z) \quad (13-79)$$

式中: $G_{av}(z)$ ——土柱在高度 z 处与等效剪应变幅值 $\gamma_{eq, \max}(z)$ 相容的土柱动等效剪切模量。

1. 坝体中饱和和无黏性土的液化判别

土单元水平面上的静剪应力比 α_s 可按下列简化方法确定。取土坝计算的坐标系统

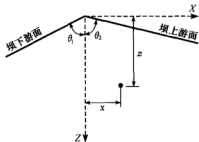


图 13-12 土坝计算的坐标系

如图 13-12 所示。将土坝视为土楔体，楔体两侧面的边界条件为：

左侧面边界（下游坡）：

$$\frac{\tau_{xz}}{\sigma_z} = -k_s \cot \theta_1, \quad \frac{\tau_{xz}}{\sigma_y} = -\cot \theta_1 \quad (13-80)$$

右侧面边界（上游坡）：

$$\frac{\tau_{xz}}{\sigma_z} = k_s \cot \theta_2, \quad \frac{\tau_{xz}}{\sigma_y} = \cot \theta_2 \quad (13-81)$$

式中：

$$k_s = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} \approx 1 - \sin \varphi' \quad (13-82)$$

式中： τ_{xz} 、 σ_x 、 σ_z ——侧面边界点的水平剪应力和正应力；

k_s ——土的侧压力系数；

φ' ——土的有效内摩擦角。

根据弹性楔体理论，可求得坝坡土单元水平面上的静剪应力比 a_s 为

$$a_s = \frac{\tau_{xz}}{\sigma_z} = \left| \frac{k_s [2x + z(\tan \theta_1 - \tan \theta_2)]}{x(\tan \theta_1 - \tan \theta_2) - 2x \tan \theta_1 \tan \theta_2} \right| \quad (13-83)$$

式中： z 、 x ——土单元中心点的纵、横坐标；

θ_1 、 θ_2 ——下游坡、上游坡与纵坐标轴的夹角。

如将最大往返剪切作用面作为土单元破坏面，由 9-2-1 节可知，在一般平面应变状态下最大往返剪切作用面的静剪应力比 a'_s 和动剪应力比 a'_d 可表示为

$$a'_s = \frac{2\tau_{d,eq}}{\sqrt{(\sigma_x + \sigma_z)^2 - 4\tau_{xz}^2}} = \frac{2a_s}{\sqrt{(1+k_s)^2 - 4a_s^2}} \quad (13-84)$$

$$a'_d = \left| \frac{2\tau_{d,eq}}{\sqrt{(\sigma_x + \sigma_z)^2 - 4\tau_{xz}^2} - (\sigma_x - \sigma_z)} \right| = \left| \frac{2\tau_{d,eq}/\sigma_z}{\sqrt{(1+k_s)^2 - 4a_s^2} - (1-k_s)} \right| \quad (13-85)$$

式中： $\tau_{d,eq}$ ——土单元水平面上的等效往返地震剪应力幅值，这里，可取式 (13-79)

所计算的 $\tau_{d,eq}(z)$ 值；

σ_x ——土单元侧面上的静有效正应力，假设 $\sigma_x = k_s \sigma_z$ ；

σ_z ——土单元水平面上的静有效正应力，这里，可按下式近似计算：

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (13-86)$$

式中： γ_i ——第 i 层土的重度，浸润线以上采用天然重度，浸润线以下采用浮重度；

h_i ——第 i 层土的厚度；

n ——土的层数。

在动三轴试验条件下，最大往返剪切作用面的静剪应力比 a'_s 和动剪应力比 a'_d 可表示为

$$\alpha_s'' = \frac{K_c - 1}{2\sqrt{K_c}} \quad (13-87)$$

$$\alpha_d'' = \frac{1}{\sqrt{K_c}} \frac{\sigma_d}{2\sigma_{3c}} \quad (13-88)$$

式中: K_c ——固结应力比, $K_c = \frac{\sigma'_{1c}}{\sigma'_{3c}}$;

σ'_{3c} ——初始有效侧向固结应力;

σ'_{1c} ——初始有效竖向固结应力;

σ_d ——轴向往返应力幅值。

张克绪和陈国兴等 (1992)^[22]、陈国兴和谢君斐等 (1994)^[23]提出: 只要土单元破坏面上的静剪应力比 α_s 和动剪应力比 α_d 相同, 则不论土单元的静、动应力状态如何, 均可认为其对土单元的破坏作用是等效的。因此, 坝体中饱和和无黏性土单元的液化判别条件为

$$\alpha'_d \geq \alpha''_d \quad (13-89)$$

即

$$\frac{\tau_{d,eq}}{\sigma_z} \geq \frac{|\sqrt{(1+k_s)^2 - 4\alpha_s^2} - (1-k_s)|}{2\sqrt{K_c}} \frac{\sigma_d}{2\sigma_{3c}} \quad (13-90)$$

式中: $\frac{\sigma_d}{2\sigma_{3c}}$ ——土的抗液化强度。

这是动三轴砂土液化试验成果的基本表示, 可由砂土液化试验给出的往返应力幅值 σ_d 和液化振次 N_f 之间的关系曲线确定。

由 $\alpha'_s = \alpha''_s$ 可求得

$$K_c = 1 + 2\alpha'_s(\alpha'_s + \sqrt{1 + \alpha_s'^2}) \quad (13-91)$$

因此, 结合式 (13-90) 和式 (13-91), 即可对坝体和坝基土的液化可能性做出判别。

2. 坝基饱和和无黏性土的液化判别

坝基土的液化判别可按静剪应力比等于零的条件进行液化判别。坝基饱和和无黏性土单元的液化应力比可由动单剪试验或均等固结的动三轴试验确定。由 8-2-1 节可知, 现场液化应力比与动单剪试验的液化应力比之间存在如下关系:

$$\left[\frac{\tau_d}{\sigma_v} \right]_{\text{现场}} = \beta \left[\frac{\tau_d}{\sigma_v} \right]_{\text{动单剪}} \quad (13-92)$$

这里, 可取 $\beta = 1.17 \sim 1.25$ 。

现场液化应力比与动三轴试验的液化应力比之间存在如下关系:

$$\left[\frac{\tau_d}{\sigma_v} \right]_{\text{现场}} = C_{st} \left[\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c} \right]_{\text{动三轴}} \quad (13-93)$$

这里, 可取 $C_{st} = 0.59 \sim 0.55$ 。

这样, 坝基饱和和无黏性土单元的液化判别条件为

$$\frac{\tau_{d,eq}}{\sigma_z} \geq \left[\frac{\tau_d}{\sigma_v} \right]_{\text{现场}} \quad (13-94)$$

式中: $\tau_{d,eq}$ ——坝基土水平向等效往返地震剪应力幅值, 可按上述土柱地震反应分析

确定;

σ_z ——坝基土竖向静有效正应力,可按式(13-86)确定。

13-4-2 土地地震稳定性评价的二维动力分析法

对于抗震等级较高、坝高超过100m的土坝,为了保证土坝抗震设计的安全,采用比较严格、有充分依据的分析方法确定饱和砂和砂砾石坝坡的地震稳定性是必要的。通常认为,在地震动作用过程中饱和非黏性土处于不排水状态,地震动引起的孔隙水压力不发生消散。Seed和Lee等(1973)^[10]提出了一个判别坝坡和坝基土层中饱和非黏性土液化可能性的二维有限元分析总应力方法;我国目前广泛采用的土坝二维动力稳定性分析的基本框架就是在该工作的基础上形成的,张克绪(1984,1980)^[16,24]为完善土地地震稳定性二维动力分析法进行了卓有成效的研究工作。土地地震稳定性二维动力分析法的基本步骤如下:

- (1) 确定坝址基岩设计地震动参数。
- (2) 确定坝体和坝基土的静力学参数,进行坝体-坝基体系的静应力分析。
- (3) 确定坝体和坝基土的动力学参数,进行坝体-坝基体系的地震反应分析。
- (4) 进行饱和非黏性土的液化试验,确定土的抗液化强度。
- (5) 根据静、动应力分析结果,确定坝体、坝基内液化区的部位和范围。
- (6) 根据液化区在坝体中的部位和范围,评价它对坝坡整体地震稳定性的影响。

坝址基岩设计地震动参数的确定,可由专门的工程场地地震安全性评价工作给出,这里不予论述。下面,对其他问题分别予以讨论。

1. 坝体-坝基体系的静应力分析

地震液化的现场调查和室内液化研究均表明,地震前的静应力状态即初始应力状态,是影响饱和非黏性土液化的重要因素。坝体-坝基体系静应力分析的目的就是确定地震前坝体、坝基中的静应力状态。土坝的静力分析通常采用有限元法,目前已经比较成熟。土的静力本构关系既可以采用静力非线性模型,也可以采用静力弹塑性模型。简单的模型是将土视为非线性弹性体,采用邓肯-张提出的非线性 $E-v$ 模型或 $E-B$ 模型。考虑土的非线性特性时,既可以采用增量法,也可以采用迭代法计算。增量法可以考虑施工分期加荷的影响;迭代法则是一次加荷计算的。计算表明,这两种方法算的应力是相同的,而位移是不同的。由于这里仅关心地震前坝体、坝基中的应力状态。因此,可采用迭代法考虑土的非线性特性,从而使计算比较简单。

2. 坝体-坝基体系的地震反应分析

地震应力是判别坝体、坝基中饱和非黏性土液化的基本数据。因此,坝体-坝基体系地震反应分析的目的就是确定坝体、坝基中的地震应力状态及指定位置的地震加速度时程曲线和峰值加速度。如前所述,土地地震反应分析既可采用总应力法,也可采用有效应力法,既可在时域直接积分求解,也可在频域用复反应分析求解。土的动力本构关系既可以采用动力黏弹塑性模型,也可以采用动力弹塑性模型。虽然基于水土两相介质

理论、动力弹塑性模型的有效应力法是解释土体震孔压发展过程和土坝永久变形的有效手段,但由于比较复杂,在工程应用中还不多;而基于动黏弹塑性模型、等效线性动黏弹性模型的总应力法,由于比较简单,也能满足解决工程问题的要求,因此在土坝地震反应分析中得到广泛应用。

3. 坝料和坝基土的动强度或液化试验

坝料和坝基土的液化试验的目的是确定土在往返地震应力作用下的液化应力条件。结合土坝地震静应力分析和地震反应分析结果,可以确定出土单元水平面或最大往返剪切作用面上的往返剪应力或往返剪应力比。张克绪 (1980, 1984)^[18,24]认为 Seed 和 Lee 等建议的土单元破坏面的含义不明确,在往返荷载作用下有效内摩擦角的含义也不明确,假定土的静、动有效内摩擦角相等是缺乏依据的;为此,张克绪 (1980, 1984)^[16,24]提出了以最大往返剪切作用面上应力条件的模拟代替整个应力状态的模拟的思想。为了针对性的进行坝料和坝基土的液化试验,应事先选择一个特定面上的应力条件表示土的液化应力条件。这个特定面可以是土单元水平面、最大往返剪切作用面,也可以是八面体面等。对于土坝这样的一般平面应变状态,采用最大往返剪切作用面作为土单元的破坏面可能是比较合适的。

土的液化试验通常是用动三轴仪进行的,由于土坝静应力的主应力比通常在 1.5~4.0,因此,土的液化试验应包括固结比 $K_c=1$ 在内的不同固结比 K_c 、不同初始有效固结应力 σ'_{3c} 、不同轴向循环应力幅值 σ_d 的试验,整理出不同初始有效固结应力 σ'_{3c} 、不同固结比 K_c 条件下的 $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_{3c}}-N_f$ 关系曲线,其中 N_f 为引起土样液化或破坏的循环次数。

$\frac{\sigma_d}{2\sigma'_{3c}}-N_f$ 关系曲线给出了轴对称应力状态下土的液化应力条件。

然而,坝坡和坝基土单元所处的应力状态不同于轴对称应力状态。如以最大往返剪切作用面作为平面应变状态下土单元的破坏面,则由 9-2-1 节可知,最大往返剪切作用面上的静正应力 $\sigma_{n,f}$ 、静剪应力 $\tau_{n,f}$ 、静剪应力比 $\alpha_{n,f}$ 和动剪应力幅值 $\tau_{d,f}$ 分别为

$$\alpha_{n,f} = \frac{2\sigma'_{3c}}{K_c + 1} \quad (13-95)$$

$$\tau_{n,f} = \frac{K_c - 1}{K_c + 1} \sqrt{K_c \sigma'_{3c}} \quad (13-96)$$

$$\alpha_{n,f} = \frac{K_c - 1}{2 \sqrt{K_c}} \quad (13-97)$$

$$\tau_{d,f} = \frac{\sqrt{K_c}}{K_c + 1} \sigma_d \quad (13-98)$$

根据动三轴试验给出的基本结果 $\frac{\sigma_d}{2\sigma'_{3c}}-N_f$ 关系曲线,可绘制出液化循环次数 N_f 一定、最大往返剪切作用面上的静剪应力比为 $\alpha_{n,f}$ 时的 $\tau_{d,f}-\sigma_{n,f}$ 关系曲线 (与图 13-9 的关系曲线相类似,仅是坐标值不相等)。由于不同应力状态下最大往返剪切作用面上的应力分量具有很好的可比性,这样求得的 $\tau_{d,f}-\sigma_{n,f}$ 关系曲线可作为其他应力状态下土的液

化的应力条件。

对事先选择的特定面采用土单元的水平面、八面体面时，也可以得到类似的表达式，这里不再详述。

4. 坝体和坝基内液化区的部位和范围的确定

采用上述选择的特定面的应力条件与土的液化应力条件进行比较，来判别坝体和坝基内土单元的液化与否。如采用最大往返剪切作用面上的应力条件进行比较，则由 9-2-1 节可知，在一般平面应变条件下最大往返剪切作用面上的应力分量按下式计算（采用图 13-12 的坐标系）：

$$\sigma_{s,f} = \frac{\sqrt{(\sigma_z + \sigma_x)^2 - 4\tau_{xz}^2}}{2(\sigma_z + \sigma_x)} \left| \sqrt{(\sigma_z + \sigma_x)^2 - 4\tau_{xz}^2} - (\sigma_z - \sigma_x) \right| \quad (13-99)$$

$$\alpha_{s,f} = \left| \frac{2\tau_{xz}}{\sqrt{(\sigma_z + \sigma_x)^2 - 4\tau_{xz}^2}} \right| \quad (13-100)$$

$$\tau_{d,eq,f} = \frac{\tau_{xz,d,eq} \sqrt{(\sigma_z + \sigma_x)^2 - 4\tau_{xz}^2}}{\sigma_z + \sigma_x} \quad (13-101)$$

$$\tau_{xz,d,eq} = 0.65\tau_{xz,d,max} \quad (13-102)$$

式中： σ_z 、 σ_x ——在 z - x 平面内的大、小静正应力；

τ_{xz} ——在 z - x 平面内的静剪应力；

$\tau_{xz,d,max}$ ——在 z - x 平面内水平面上的往返地震剪应力最大值；

$\tau_{xz,d,eq}$ ——在 z - x 平面内水平面上的等价往返地震剪应力幅值；

$\tau_{d,eq,f}$ ——最大往返剪切作用面上的等价往返地震剪应力幅值。

根据计算的土单元最大往返剪切作用面上的静正应力 $\sigma_{s,f}$ 、静剪应力比 $\alpha_{s,f}$ ，从动三轴液化试验成果 $\tau_{d,f}$ - $\sigma_{s,f}$ 关系曲线读取动剪应力幅值 $\tau_{d,f}$ ，令 $F_s = \frac{\tau_{d,f}}{\tau_{d,eq,f}}$ ，如果 $F_s \leq 1$ ，则

坝体和坝基土单元液化，否则，坝体和坝基土单元不液化。

无疑，坝体和坝基内液化区的存在必然降低土坝的地震稳定性；但坝坡是否丧失稳定以及相应的失稳形式，则取决于液化区在坝体和坝基中所处的部位和扩展范围。这里可能存在下述四种情况：

(1) 当液化区位于坝坡附近时，坝体只发生表层滑动。

(2) 当坝体中存在很大的液化区，并且这个液化区扩展到边界呈开敞形式时，坝坡将发生大范围的流动性滑动。

(3) 当液化区呈封闭形式存在于坝体或坝基中时，坝坡是否丧失稳定需要进一步的核算。核算可采用条分法，按静力稳定分析法进行，可不计地震惯性力所产生的附加滑动力，即认为滑坡主要是在坝体自重和渗透力作用下发生的；由于地震作用主要使孔隙水压力升高、土的静力抗剪强度降低，因此，对通过液化区的滑弧段，土的抗剪强度取为零；对通过非液化区的滑弧段，土的抗剪强度按有效应力法确定，土中的振动孔压比 $\frac{u}{\sigma'_v}$ 值，可利用 8-4-1 节的经验方法近似确定出来。应指出，由于坝体或坝基中液化区

的存在,最危险的滑动面一般与静力最危险的滑动面并不一致。

(4) 如果坝体和坝基中不存在液化破坏区,坝体或坝基中振动孔压比均小于1的区域,也并不意味着坝体或坝基在地震时一定是稳定的,因为在非液化区内振动孔隙水压力也将升高,只是振动孔压比小于1。在这种情况下也应按上述方法校核坝坡和坝基的地震稳定性。

在坝坡或坝基中存在一定范围的液化区或破坏区不一定使坝体失稳,但必定要产生一定大小的永久变形;液化区或破坏区对土坝稳定性的影响取决于它在土坝中的部位和范围;最大水平永久变形不一定发生于坝顶,它取决于坝的几何形状、坝料和坝基的土类及其分布。地震引起的附加永久变形是表示所存在的液化区或破坏区对土坝抗震性能影响的一个较好的定量指标。因此,当有条件时,宜按9-2节的方法进一步计算土坝的地震永久变形大小和分布。

因此,动力分析法能够对地震时坝坡或坝基中液化区或破坏区的分布、振动孔压的分布和地震永久变形分布。根据这些资料,可以对整个土坝在地震时的性能做出比较全面、根据比较充分的评价。

参考文献

- [1] Newmark N M. Effects of earthquakes on dams and embankments [J]. Geotechnique, 1965, (2): 139-160.
- [2] Makdisi F I, Seed H B. Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformation [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1978, (7): 849-867.
- [3] 陈国兴,谢君斐,张克绪. 土坝震害和抗震分析评述 [J]. 世界地震工程, 1994, (3): 24-33.
- [4] Gazetas G. Seismic response of earth dams; Some recent developments [J]. Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 1987, (1): 2-47.
- [5] Gazetas G, Dakoulas P. Seismic analysis and design of rockfill dams: State-of-the-art [J]. Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 1992, (1): 27-61.
- [6] Mononobe N, Takata A, Matumura M. Seismic stability of earth dam [A]//Proceedings of the 2nd Congress of Large Dams [C]. Washington D C, USA, 1936, 4.
- [7] Gazetas G. A new dynamic model for earth dams evaluated through case histories [J]. Soils and Foundations, 1981, (1): 67-78.
- [8] Dakoulas P, Gazetas G. A class of inhomogeneous shear models for seismic response of dams and embankments [J]. Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 1985, (4): 166-182.
- [9] Clough R W, Chopra A K. Earthquake stress analysis in earth dams [J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 1966, (2): 197-212.
- [10] Seed H B, Lee K L, Idriss I M, et al. Analysis of the slides in the San Fernando dams during the earthquake of Feb. 9, 1971 [R]. Report No. EERC73-2, June 1973, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, USA.
- [11] Seed H B, Idriss I M, Lee K L, et al. Dynamic analysis of the slide in the lower San Fernando dam during the earthquake of February 9, 1971 [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1975, (9): 889-911.

- [12] 刘颖, 谢君斐, 等. 砂土震动液化 [M]. 北京: 地震出版社, 1984.
- [13] Majia L H, Seed H B, Lysmer J. Dynamic analysis of earth dams [J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1982, (2): 1586—1604.
- [14] Majia L H, Seed H B. Comparison 2D and 3D dynamic analysis of earth dams [J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1983, (11): 1383—1398.
- [15] Finn W D L. Seismic safety of embankment dams: Developments in research and practice 1988—1998 [A]. // Dakoulas P, et al. *Proceedings of Conference on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics* [C]. Reston, VA, USA, 1998, (2): 812—853.
- [16] 张克绪. 饱和砂土的液化应力条件 [J]. *地震工程与工程振动*, 1984, (1): 99—109.
- [17] Makdisi F I, Seed H B. Simplified procedure for estimating embankment response [J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1979, (12): 1427—1434.
- [18] Pal S K, Rahman M S, Tung C C. A probabilistic analysis of seismically induced permanent movements in earth dams [J]. *Soils and Foundations*, 1991, (1): 47—59.
- [19] 陈国兴, 谢君斐, 张克绪. 非均质土坝一维随机地震反应分析方法 [J]. *工程抗震*, 1995, (1): 35—38.
- [20] Seed H B, Martin G R. The seismic coefficient in earth dam design [J]. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations*, ASCE, 1966, (SM3): 25—58.
- [21] 张克绪, 谢君斐. 土动力学 [M]. 北京: 地震出版社, 1989.
- [22] 张克绪, 陈国兴, 王忆. 桩承建筑物地基的残余变形分析 [A]// *地震工程研究文集* [C]. 北京: 地震出版社, 1992: 162—178.
- [23] 陈国兴, 谢君斐, 张克绪. 土坝地震性能二维随机分析方法 [J]. *地震工程与工程振动*, 1994, (3): 81—90.
- [24] 张克绪. 饱和非黏性土坝坡地震稳定性分析 [J]. *岩土工程学报*, 1980, (2): 1—9.